

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE

Faculté de génie

Département de génie civil

ÉVALUATION DE LA RÉSISTANCE AU
CISAILLEMENT DES SOLS GRANULAIRES NON-
SATURÉS

Mémoire de maîtrise

Spécialité: génie civil

Sogol Sarlati

Directeur: Mathieu Nuth

Évaluateur: Bertrand Francois

Rapporteur: Alexandre Cabral

Sherbrooke (Québec) Canada

Mai 2019

RÉSUMÉ

En géotechnique, il est généralement admis que les matériaux granulaires tels que les sables ou les billes de verre ne manifestent aucune augmentation ou une augmentation négligeable de la résistance au cisaillement due à la succion matricielle. Cependant, les preuves expérimentales récentes ont montré que les forces inter-particulaires résultant de la force capillaire et d'autres mécanismes à l'échelle locale augmentent la résistance au cisaillement non saturé. Le comportement général de ces forces et leur rôle sur les contraintes macroscopiques, la résistance et le comportement de déformation des sols restent largement incertains. L'objectif principal de cette recherche était d'examiner expérimentalement les effets des forces inter-particulaires induites par la succion sur la résistance au cisaillement macroscopique des billes de verre non saturées. Cet objectif a été atteint en réalisant une série d'essais de cisaillement direct sous contrôle de la teneur en eau pour trois gradations de billes de verre préparées selon un indice des vides constant en utilisant l'essai de cisaillement direct conventionnel. Les résultats de cisaillement ainsi que la courbe de rétention d'eau des billes de verre obtenues à l'aide de techniques de colonne d'eau négative ont été utilisés pour étudier l'effet de la succion matricielle sur la rigidité et les caractéristiques de résistance au cisaillement à l'intérieur du cadre de contrainte efficace modifié. De plus, les résultats expérimentaux ont été comparés aux résultats de l'analyse par éléments finis effectuée par le logiciel PLAXIS afin d'évaluer l'efficacité de l'hypothèse de travail qui se trouve sous les algorithmes d'éléments finis du logiciel. Les principales conclusions tirées de cette recherche sont les suivantes : (1) le modèle caractéristique de contraintes de succion en utilisant une contrainte effective basée sur la contrainte de succion et une contrainte effective généralisée de Bishop peut estimer suffisamment la résistance au cisaillement des billes de verre non saturées lorsque les échantillons se trouvent dans l'état transitoire et résiduel de rétention hydraulique. (2) la succion matricielle affecte à la fois les caractéristiques de rigidité et de résistance au cisaillement des matériaux granulaires non saturés telles que les billes de verre, ce qui indique l'importance de mettre en œuvre des modèles appropriés de matériaux liés à la succion dans l'analyse numérique et théorique. De plus, l'analyse par éléments finis a montré la sensibilité des paramètres actuels des modèles de

matériaux intégrés dans PLAXIS. Il a été observé que selon les modèles de matériaux choisis, la présence de la succion matricielle peut influencer les modules élastiques, les angles de dilatation et de frottement.

Mots-clés : résistance au cisaillement non saturé, contrainte de succion, contrainte effective de Bishop, essai de cisaillement direct, billes de verre.

ABSTRACT

It is generally believed in geotechnical engineering that granular materials such as sands or glass-beads exhibit no or negligible increase in shear strength due to the matric suction. However, recent experimental evidences have shown that interparticle forces arising from capillary force and other local scale mechanisms increases the unsaturated shear strength. The general behavior these forces and their role in macroscopic stress, strength, and deformation behavior, and the changes that occur in the field under changes in water content due to environmental condition remain largely uncertain. The primary objective of this research was to experimentally examine the effects of suction-induced interparticle forces in unsaturated glass-beads on macroscopic shear strength. This goal was achieved by performing a series of water-content monitored direct shear tests for three gradations of glass-beads prepared under constant void ratio using conventional direct shear test. The shear results along with the obtained glass-beads water retention curve using negative water column techniques were employed to study the effect of matric suction on stiffness and shear strength characteristics within the modified effective stress framework. In addition, the experimental results were compared with the outcome of the finite element analysis performed by PLAXIS software to evaluate the efficiency of the working hypothesis behind the finite element algorithms of this software. The major conclusion obtained from this research include: (1) the suction stress characteristic framework using a suction-stress based effective stress and generalized Bishop's effective stress can sufficiently estimate the shear strength of unsaturated glass-beads when specimens are within the transitional and residual state of hydraulic retention. (2) the matric suction affects both stiffness and shear strength characteristics of unsaturated granular materials such as glass-beads, which indicates the importance of implementing proper suction related material models in both numerical and theoretical analysis. Moreover, the finite element analysis showed the sensitivity of current built-in material model parameters in PLAXIS. It was observed that depending the chosen material models, the presence of matric suction may influence the elastic moduli, the dilation and friction angles.

Keywords: unsaturated shear strength, suction stress, Bishop's effective stress, direct shear test, glass beads

A Mes parents pour leur soutien et leur amour

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je suis profondément remercié à mon directeur de recherche Mathieu Nuth pour ses encouragements, son soutien et ses conseils subtils durant mon programme de maîtrise. J'ai été honoré d'être membre de son groupe de recherche, et je serai toujours reconnaissant au professeur Nuth de m'avoir donné l'occasion d'entreprendre des études supérieures sous sa supervision et de m'avoir initié au raisonnement déductif plutôt qu'au raisonnement inductif. Je voudrais également exprimer ma profonde gratitude à Emad Maleksaeedi pour ses commentaires constructifs et l'aide précieuse qu'il m'a apportée au cours de ma thèse de maîtrise. J'aimerais remercier Valérie Dumoulin pour sa supervision et son aide au laboratoire de mécanique des sols durant mon programme d'essais expérimentaux.

Je remercie le Département de génie civil et la Faculté des études supérieures de l'Université de Sherbrooke, ainsi que l'Institut de recherche d'Hydro-Québec (IREQ) pour leur aide financière dans le cadre de mon projet de recherche. Ce travail a également été appuyé par le conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada tout au long de mon programme de maîtrise.

Enfin et surtout, je voudrais adresser mes sincères remerciements à Bertrand Francois et à Alexandre Cabral pour avoir accepté la faveur de faire partie de mon comité d'examen.

TABLE DES MATIÈRES

1	INTRODUCTION	1
1.1	Mise en contexte	1
1.2	Énoncé du problème	3
1.3	Buts et objectifs	4
1.4	Portée de l'étude	5
1.5	Matériaux et méthodes	6
1.6	Méthodologie	7
1.7	Organisation de la thèse	8
2	REVUE DE LITTÉRATURE	9
2.1.	La succion du sol et le profil de contrainte	10
2.2.	Les composantes de succion du sol	12
2.3.	Méthodes de contrôle de la succion du sol	15
2.3.1	Technique de la colonne d'eau négative (CEN)	19
2.4.	Courbe de rétention d'eau	20
2.4.1	Les modèles de CRE.....	23
2.5.	Caractéristique de résistance au cisaillement.....	25
2.5.1	Théorie de la contrainte effective de Terzaghi	26
2.5.2	Caractéristique de résistance au cisaillement saturé.....	27
2.5.3	Cadres d'état de la contrainte non saturées	31
2.5.4	Caractéristique de résistance au cisaillement non saturé.....	38
2.6.	La variation de modules de cisaillement sécants.....	42
2.6.1	Dépendance des paramètres de rigidité en fonction de la contrainte pour les sols granulaires	43

2.6.2	Dépendance des paramètres de rigidité en fonction de la contrainte pour les sols non saturés.	45
3	MATÉRIAUX ET PROTOCOLE D'ESSAI	48
3.1.	Choix du matériau d'essai	48
3.2.	Essai de rétention hydraulique.....	51
3.2.1	Description de l'appareil	51
3.2.2.	Échantillonnage et procédure d'essai.....	52
3.3.	Essais de cisaillement direct.....	54
3.3.1.	Description de l'appareil	54
3.3.2.	Préparation d'échantillons et protocole expérimental	57
4	RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX	62
4.1.	Résultats CRE.....	62
4.2.	Résultats des essais de cisaillement direct.....	63
4.2.1.	Conditions sèches et saturées	63
4.2.2.	Condition non saturée	78
4.3.	Erreurs liées à la variation de la teneur en eau.	78
5	INTERPRETATION DES RESULTATS EXPERIMENTAUX	90
5.1.	Détermination de CCSC basée sur CRE	90
5.1.1.	Modélisation CRE	90
5.1.2.	CCSC prévue	94
5.1.3.	CCSC expérimental à partir de l'essai de cisaillement direct.	97
5.2.	L'utilisation de la contrainte effective généralisée de Bishop	102
5.3.	L'effet de la variation de la succion sur les paramètres de résistance au cisaillement.	104
5.3.1	Variation de la frottement interne et de la cohésion apparente avec la succion	104
5.3.2	Comportement de dilatance par rapport à la succion	107

5.4 L'effet de la variation de la succion sur les modules de cisaillement sécants	110
5.4.1. Modules de cisaillement sécants de billes de verre saturées et sèches.	110
5.4.2 Dépendance à la contrainte des paramètres de rigidité pour les billes de verre non saturé.....	118
6 MODELISATION NUMERIQUE DE L'ESSAI DE CISAILLEMENT DIRECT POUR LES SOLS NON SATURES.....	127
6.1 L'utilisation de l'analyse des éléments finis avec PLAXIS	129
6.1.1. Analyse de sensibilité des paramètres de Mohr-Coulomb affectés par la succion.	132
6.1.2. Analyse de sensibilité des paramètres de modèle de « Hardening Soil » affectés par la succion.	138
6.1.3. Analyse de sensibilité des paramètres de modèle de Cam-Clay modifié affectés par la succion	146
7 CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS.....	159
7.1. Conclusions	159
7.2. Recommandations	162
7.3. Publications	163
ANNEXE A.....	I
ANNEXE B	XXII

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 Le notion de degré de saturation, de contrainte totale et de contrainte effective en condition saturée (adapté par Lu et al. [2004]).....	11
Figure 2.2 Illustration de la mécanique des sols saturés et non saturés à partir de la continuité des phases fluides (adapté par Charles et al. [2007])	12
Figure 2.3 Le modèle capillaire de base (adapté par Fredlund et al. [2012]).....	14
Figure 2.4 Mise en place de la technique conventionnelle de la CEN	20
Figure 2.5 Démonstration typique de CRE	22
Figure 2.6 Conversion d'un matériau multi phasé en un matériau monophasé mécaniquement équivalent [Nuth et al, 2008]	26
Figure 2.7 Réponse de la résistance au cisaillement en termes de (a) contrainte-déformation (b) contrainte-déformation.	29
Figure 2.8 Comparaison entre (a) le modèle de « Hardening Soil » (b) le modèle de Mohr-Coulomb et (c) la réponse typique du sol.	31
Figure 2.9 Évolution de la contrainte effective avec hystérésis hydraulique [Zargarbakhshi et al. 2010].....	36
Figure 2.10 Comparaison de la contrainte effective de Bishop et de deux contraintes variables indépendantes dans la définition de la résistance au cisaillement non saturé [Fredlund et al. 2012].....	40
Figure 2.11 Illustration de la variation de la résistance au cisaillement non saturée à l'aide de deux contraintes variable indépendantes (adapté par Schnellmann et al. [2015]).....	40
Figure 2.12 Méthodologie de l'approche de contrainte de succion à partir de l'analyse de rupture de Mohr-Coulomb [Lu et al. 2006].....	41
Figure 2.13 Définitions des modules de cisaillement [Elhakim, 2005].....	44
Figure 3.1 Trois tailles différentes de billes de verre uniformément distribuées.	49
Figure 3.2 Emballage fermée de sphères de taille inégale.	50
Figure 3.3 Montage de la colonne d'eau négative utilisée dans cette étude.	52
Figure 3.4 Démonstration schématique de la boîte de cisaillement direct	56
Figure 3.5 Appareil de cisaillement direct utilisé dans cette étude	57
Figure 3.6 Pièces de la cellule de cisaillement et son assemblage	58
Figure 4.1 Les CRE de billes de verre obtenues par la technique CEN	63
Figure 4.2 (a) Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons secs de 1.25 mm-1.40 mm	65

Figure 4.3 (a) Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons secs de 0.355 mm-0.425 mm.....	67
Figure 4.4 (a) Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons secs de 0.25 mm-0.30 mm	69
Figure 4.5 (a) Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons saturés de 1.25 mm-1.40 mm.....	72
Figure 4.6 (a) Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons saturés de 0.355 mm-0.425 mm	74
Figure 4.7 (a) Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons saturés de 0.25 mm-0.30 mm.....	76
Figure 4.8 (a) Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons de 0.25 mm-0.30 mm (w=8%).....	79
Figure 4.9 (a) Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons de 0.25 mm-0.30 mm (w=10%).....	80
Figure 4.10 (a) Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons de 0.25 mm-0.30 mm (w=12%).....	81
Figure 4.11 (a) Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons de 0.25 mm-0.30 mm (w=15%).....	82
Figure 4.12 (a) Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons de 0.25 mm-0.30 mm (w=18%).....	83
Figure 4.13 (a) Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons de 0.25 mm-0.30 mm (w=20%).....	84
Figure 5.1 Courbes de rétention d'eau des billes de verre testées	91
Figure 5.2 Comparaison des fonctions de retenue d'eau pour les billes de verre testées.	94
Figure 5.3 Évolution des courbes de contrainte de succion caractéristiques en utilisant (a) le modèle FX (b) le modèle VG.	96
Figure 5.4 Contribution minimale de la contrainte de succion à la contrainte effective en fonction de la taille des billes de verre.	97
Figure 5.5 Évolution de la résistance au cisaillement non saturée des billes de verre d'un diamètre de de 0.25 mm-0.30 mm	98
Figure 5.6 Comparaison des CCSC prévus en utilisant les modèles VG et FX et les CCSC expérimentaux pour les billes de verre d'un diamètre 0.25 mm-0.30 mm.....	99
Figure 5.7 Comparaison de l'état de pic ou de l'angle de frottement à l'état critique à la contrainte de succion pour des billes de verre d'un diamètre de 0.25 mm-0.30 mm.....	101
Figure 5.8 Comparaison de la résistance au cisaillement mesurée et prévue en utilisant la contrainte effective généralisée de Bishop en considérant l'angle de frottement indépendant de la succion pour les billes de verre de 0.25 mm-0.30 mm.	102

Figure 5.9 Comparaison de la résistance au cisaillement mesurée et prévue en utilisant la contrainte effective généralisée de Bishop en considérant l'angle de frottement dépendant de la succion pour les billes de verre de 0.25 mm-0.30 mm.	103
Figure 5.10 Variation de l'angle de frottement à l'état critique avec degré de saturation pour les billes de verre testées.	105
Figure 5.11 Variation de l'angle de frottement à l'état de pic avec degré de saturation pour les billes de verre testées.	105
Figure 5.12 Variation de la cohésion apparente obtenue par la succion matricielle pour les billes de verre testées.	107
Figure 5.13 Variation de l'angle de dilatance maximale avec degré de saturation pour des billes de verre d'un diamètre de 0.25 mm-0.30 mm.	109
Figure 5.14 Variation de l'angle de dilatance maximale avec la succion matricielle pour des billes de verre d'un diamètre de 0.25 mm-0.30 mm.	109
Figure 5.15 Variation des modules de cisaillement sécants pour les billes de verre secs testées à différentes contraintes verticales sous un niveau de déformation de 0.1%.	112
Figure 5.16 Variation des modules de cisaillement sécants pour les billes de verre secs testées à différentes contraintes verticales sous un niveau de déformation de 0.5%.	113
Figure 5.17 Variation des modules de cisaillement sécants pour les billes de verre secs testées à différentes contraintes verticales sous un niveau de déformation de 1.0%.	113
Figure 5.18 Variation des modules de cisaillement sécants pour les billes de verre saturés testées à différentes contraintes verticales sous un niveau de déformation de 0.1%.	116
Figure 5.19 Variation des modules de cisaillement sécants pour les billes de verre saturés testées à différentes contraintes verticales sous un niveau de déformation de 0.5%.	117
Figure 5.20 Variation des modules de cisaillement sécants pour les billes de verre saturés testées à différentes contraintes verticales sous un niveau de déformation de 1.0%.	117
Figure 5.21 Variation des modules de cisaillement sécants non saturés à différentes contraintes verticales sous une déformation de 0.5% pour des billes de verre de 0.25mm – 0.30mm. .	122
Figure 5.22 Variation des modules de cisaillement sécants non saturés à différentes contraintes verticales sous une déformation de 1.0% pour des billes de verre de 0.25mm – 0.30mm. .	122
Figure 5.23 Variation des modules de cisaillement non saturés avec degré de saturation pour des billes de verre d'un diamètre de 0.25mm – 0.30mm à un niveau de déformation de 0.50%.	123
Figure 5.24 Variation des modules de cisaillement non saturés avec degré de saturation pour des billes de verre d'un diamètre de 0.25mm – 0.30mm à un niveau de déformation de 1.0% .	123
Figure 6.1 Surface de rupture 3D des critères de Mohr-Coulomb avec une cohésion égale à zéro [Manuel PLAXIS, 2016]	132
Figure 6.2 Comparaison entre le module de cisaillement sécant ajusté et expérimental pour des billes de verre d'un diamètre de 0.25mm – 0.30mm à un niveau de déformation de 1.0% .	134

Figure 6.3 Comparaison des contraintes de cisaillement mesurées (Exp) et optimisées (Opt) pour des billes de verre de $0.25mm - 0.30mm$ avec une teneur en eau visée de 10% (Modèle Mohr-Coulomb).....	135
Figure 6.4 Comparaison des contraintes de cisaillement mesurées (Exp) et optimisées (Opt) pour des billes de verre de $0.25mm - 0.30mm$ avec une teneur en eau visée de 18 % (Modèle Mohr-Coulomb)	136
Figure 6.5 Comparaison entre l'angle de frottement ajusté et l'angle de frottement expérimental à différents degrés de saturation pour des billes de verre de $0.25mm - 0.30mm$	137
Figure 6.6 Comparaison entre l'angle de dilatance ajusté et expérimental à différents degrés de saturation pour des billes de verre de $0.25mm - 0.30mm$	138
Figure 6.7 Surface de rupture 3D des critères de « Hardening Soil » avec une cohésion égale à zéro (Manuel PLAXIS, 2016)	139
Figure 6.8 Comparaison des contraintes de cisaillement mesurées et optimisées pour des billes de verre d'un diamètre de $0.25mm - 0.30mm$ avec une teneur en eau cible de 10%.....	142
Figure 6.9 Comparaison des contraintes de cisaillement mesurées et optimisées pour des billes de verre d'un diamètre de $0.25mm - 0.30mm$ avec une teneur en eau cible de 18%.....	143
Figure 6.10 Comparaison des valeurs optimisées des modules de cisaillement sécants des billes de verre de $0.25mm - 0.30mm$	144
Figure 6.11 Comparaison des valeurs optimisées des paramètres d'ajustement m et Rf pour des billes de verre de $0.25mm - 0.30mm$	144
Figure 6.12 Comparaison de l'angle de frottement expérimentale et optimisé des billes de verre de $0.25mm - 0.30mm$	145
Figure 6.13 Comparaison de l'angle de dilatance expérimentale et optimisé des billes de verre de $0.25mm - 0.30mm$	146
Figure 6.14 Surface de rupture 3D des critères Cam-Clay modifiés [Lee et Ahn 2011]	147
Figure 6.15 Calibration des résultats de cisaillement direct non saturé sous contrainte verticale de 50 kPa en utilisant le modèle de Cam-Clay modifiée ($\kappa\lambda = 0.9$, $OCR = 1.0$) pour billes de verre de $1.25mm - 1.40mm$	149
Figure 6.16 Calibration des résultats de cisaillement direct non saturé sous contrainte verticale de 50 kPa en utilisant le modèle de Cam-Clay modifiée ($\kappa\lambda = 0.5$, $OCR = 1.6$) pour billes de verre de $1.25mm - 1.40mm$	150
Figure 6.17 Calibration des résultats de cisaillement direct non saturé sous contrainte verticale de 50 kPa en utilisant le modèle de Cam-Clay modifiée ($\kappa\lambda = 0.45$, $OCR = 3.0$) pour billes de verre de $1.25mm - 1.40mm$	150
Figure 6.18 Calibration des résultats de cisaillement direct non saturé sous contrainte verticale de 300 kPa en utilisant le modèle de Cam-Clay modifiée ($\kappa\lambda = 0.9$, $OCR = 1.0$) pour billes de verre de $1.25mm - 1.40mm$	152

Figure 6.19 Calibration des résultats de cisaillement direct non saturé sous contrainte verticale de 300 <i>kPa</i> en utilisant le modèle de Cam-Clay modifiée ($\kappa\lambda = 0.5$, $OCR = 1.6$) pour billes de verre de 1.25mm – 1.40mm	152
Figure 6.20 Calibration des résultats de cisaillement direct non saturé sous contrainte verticale de 300 <i>kPa</i> en utilisant le modèle de Cam-Clay modifiée ($\kappa\lambda = 0.45$, $OCR = 3.0$) pour billes de verre de 1.25mm – 1.40mm	153
Figure 6.21 Calibration des résultats de cisaillement direct non saturé sous contrainte verticale de 50 <i>kPa</i> en utilisant le modèle de Cam-Clay modifiée ($\kappa\lambda = 0.9$, $OCR = 1.0$) pour billes de verre de 0.25mm – 0.30mm	154
Figure 6.22 Calibration des résultats de cisaillement direct non saturé sous contrainte verticale de 50 <i>kPa</i> en utilisant le modèle de Cam-Clay modifiée ($\kappa\lambda = 0.5$, $OCR = 1.6$) pour billes de verre de 0.25mm – 0.30mm	155
Figure 6.23 Calibration des résultats de cisaillement direct non saturé sous contrainte verticale de 50 <i>kPa</i> en utilisant le modèle de Cam-Clay modifiée ($\kappa\lambda = 0.45$, $OCR = 3.0$) pour billes de verre de 0.25mm – 0.30mm	156
Figure 6.24 Calibration des résultats de cisaillement direct non saturé sous contrainte verticale de 300 <i>kPa</i> en utilisant le modèle de Cam-Clay modifiée ($\kappa\lambda = 0.9$, $OCR = 1.0$) pour billes de verre de 0.25mm – 0.30mm	156
Figure 6.25 Calibration des résultats de cisaillement direct non saturé sous contrainte verticale de 300 <i>kPa</i> en utilisant le modèle de Cam-Clay modifiée ($\kappa\lambda = 0.5$, $OCR = 1.6$) pour billes de verre de 0.25mm – 0.30mm	157
Figure 6.26 Calibration des résultats de cisaillement direct non saturé sous contrainte verticale de 300 <i>kPa</i> en utilisant le modèle de Cam-Clay modifiée ($\kappa\lambda = 0.45$, $OCR = 3.0$) pour billes de verre de 0.25mm – 0.30mm	157
Figure 6.27 La variation des résultats expérimentaux et optimisés avec la ligne d'état critique pour les billes de verre de 1.25mm – 1.40mm et 0.25mm – 0.30mm.....	158

LISTE DES TABLAUX

Tableau 2.1 Techniques de contrôle et de mesure de la succion du sol avec leur gamme approximative et le temps d'équilibre (Murray et al. [2010]).....	16
Tableau 2.2 Comparaison des méthodes de contrôle de la succion.....	18
Tableau 2.3 Les modèles empiriques typiques des CRE dans la littérature [Too et al. 2014] ..	25
Tableau 2.4 Résumé de modèles de modules de cisaillement à petite déformation dans la littérature.....	45
Tableau 2.5 Résumé de certains modules de cisaillement à petite échelle pour les sols non saturés.	47
Tableau 3.1 Propriétés physique des billes de verre examinées.....	50
Tableau 3.2 Propriétés physique de chaque échantillon de billes de verre avant d'effectuer l'essai de rétention.....	53
Tableau 3.3 Volume d'eau mesuré et la succion matricielle correspondante	55
Tableau 3.4 Propriétés physiques des échantillons de billes de verre sèches	59
Tableau 3.5 Propriétés physique des échantillons de billes de verre saturés pendant les essais	60
Tableau 3.6 Propriétés physique des échantillons de billes de verre lors d'essais non saturés pour une taille de billes de verre de 0.25 mm-0.30 mm	61
Tableau 4.1 Les paramètres d'ajustement du modèle de Van Genuchten	63
Tableau 4.2 Résultats de cisaillement direct pour les billes de verre d'une taille de 1.25 mm-1.40 mm à l'état sec.	66
Tableau 4.3 Résultats de cisaillement direct pour les billes de verre d'une taille de 0.355 mm-0.425 mm à l'état sec.	68
Tableau 4.4 Résultats de cisaillement direct pour les billes de verre d'une taille de 0.25 mm-0.30 mm à l'état sec.	70
Tableau 4.5 Résultats de cisaillement direct pour les billes de verre d'une taille de 1.25 mm-1.40 mm à l'état saturé.....	73
Tableau 4.6 Résultats de cisaillement direct pour les billes de verre d'une taille de 0.355 mm-0.425 mm à l'état saturé	75
Tableau 4.7 Résultats de cisaillement direct pour les billes de verre d'une taille de 0.25 mm-0.30 mm à l'état saturé.....	77
Tableau 4.8 Résultats de cisaillement direct pour les billes de verre d'une taille de 0.25 mm-0.30 mm à l'état non saturé (partie 1)	85

Tableau 4.9 Résultats de cisaillement direct pour les billes de verre d'une taille de 0.25 mm-0.30 mm à l'état non saturé (partie 2).....	86
Tableau 4.10 Évolution de la teneur en eau gravimétrique saturée au cours du processus de cisaillement pour échantillons saturés	87
Tableau 4.11 Évolution de la teneur en eau gravimétrique pendant le processus de cisaillement pour les billes de verre d'un diamètre de 1.25 mm-1.40 mm.....	89
Tableau 4.12 Évolution de la teneur en eau gravimétrique pendant le processus de cisaillement pour les billes de verre d'un diamètre de 0.355 mm-0.40 mm.....	89
Tableau 4.13 Évolution de la teneur en eau gravimétrique pendant le processus de cisaillement pour les billes de verre d'un diamètre de 0.25 mm-0.30 mm.....	89
Tableau 5.1 Les paramètres d'ajustement des modèles CRE utilisés pour les billes de verre non saturés.	91
Tableau 5.2 Variation du frottement interne à l'état de pointe et à l'état critique en fonction de la teneur en eau visée.....	98
Tableau 5.3 Variation des modules de cisaillement des billes de verre secs en tenant compte des résultats obtenus.	111
Tableau 5.4 Variation des modules de cisaillement des billes de verre saturés en tenant compte des résultats obtenus.	111
Tableau 5.5 Fitting parameters for modeling the secant shear modulus of dry glass-beads ...	115
Tableau 5.6 Paramètres d'ajustement pour la modélisation du module de cisaillement sécant des billes de verre saturé.....	118
Tableau 5.7 Variation des modules de cisaillement des billes non saturées de 1.25mm – 1.40mm.....	119
Tableau 5.8 Variation des modules de cisaillement des billes non saturées de 0.355mm – 0.40mm.....	120
Tableau 5.9 Variation des modules de cisaillement des billes non saturées de 0.25mm – 0.30mm.....	121
Tableau 5.10 L'analyse de régression des modules de cisaillement sécants non saturés pour les billes de verre d'un diamètre de 0.25mm – 0.30mm.....	124
Tableau 6.1 Résumé des méthodes numériques utilisées en géotechnique.....	127
Tableau 6.2 Les paramètres d'entrée du modèle de Mohr-Coulomb.....	133
Tableau 6.3 Les paramètres d'entrée du modèle de « Hardening Soil ».....	140
Tableau 6.4 Les paramètres d'entrée du modèle Cam-Clay modifié.....	148

LISTE DES SYMBOLES

Symbole	Définition
S_r	Degré de saturation
w	Teneur en eau gravimétrique
θ	Teneur en eau volumique
w_w	Poids d'eau
w_s	Poids des particules
V_w	Volume d'eau
V_s	Volume de particules
V_v	Volume de pores
e	Indice des vides
n	Porosité
G_s	Poids spécifique
u_a	Pression d'air
u_w	Pression d'eau
σ_z	Contrainte vertical totale
σ_x, σ_y	Contrainte horizontale totale
σ_{ij}	Tenseur de la contrainte totale
σ'_{ij}	Tenseur de la contrainte effective
δ_{ij}	Delta Kronecker
$\phi_t(X)$	L'énergie totale de l'eau
s_t	Succion totale
s_m	Succion matricielle
s_o	Succion osmotique
s_{ad}	Composante absorptive de s_m
s_{cap}	Composante capillaire de s_m
T_s	Tension superficielle
r	Rayon du tube
θ_c	L'angle de contact
γ_w	Poids unitaire de l'eau
s_{cv}	Succion à l'état de cavitation.
s_{AEV}	Succion de la valeur d'entrée d'air
s_{max}	Succion maximale du sol
$S_{r,e}$	Degré de saturation effectif
S_r	Degré de saturation
$S_{r,r}$	Degré de saturation résiduel

D_{10}	Taille du tamis pour un passage de 10%
c	Cohésion
ϕ	Angle de frottement
ϕ'_{cr}	Angle de frottement à l'état de critique
ϕ'_p	Angle de frottement à l'état de pic
σ_1	Contrainte principale maximum
σ_m	Contrainte Moyenne
$\sigma'_{ij}(s)$	Contrainte effective du sol non saturé
ψ	Facteur d'échelle de l'état de la phase fluide
p	Déficit de pression par la succion du sol.
σ_s	Contrainte de succion
$\tau_f(s)$	Rupture par cisaillement non saturé
E	Module de Young
ν	Coefficient de Poisson
γ_{xy}	Contrainte de cisaillement horizontale
s_r	Succion résiduelle
m_2^w	Coefficient de capacité de retenue
α_p	Angle de dilatance maximale
p'_0	Contrainte effective moyenne
H	Histoire des vibrations
τ_0	Contrainte de cisaillement
G_{max} ou G_0	Module de cisaillement initiale
σ_{net}	Contrainte nette moyenne

LISTE DES ACRONYMES

Symbole	Définition
CRE	Courbe de rétention d'eau
CCSC	Courbe de contrainte de succion caractéristique
DG	Distribution granulométrique
MDF	Méthode des différences finis
MEF	Méthode des éléments finis
CEN	Colone d'eau négative
AEV	Pression d'entrée de l'air

CHAPITRE 1

1 INTRODUCTION

1.1 Mise en contexte

La mécanique des sols non saturés est une subdivision de la mécanique des sols qui a récemment reçu une attention qu'elle mérite, en particulièrement dans les régions où l'évaporation annuelle moyenne dépasse la précipitation annuelle moyenne, ainsi que les régions où l'humidité varie d'une saison à l'autre. Considérant que plus d'un tiers du monde se situe dans la zone climatique décrite ci-dessus, la mécanique des sols non saturés doit, par nécessité, être prise en compte dans la géotechnique.

Le comportement mécanique des sols non saturés est intrinsèquement associé à la succion du sol. La succion du sol a d'abord été développée dans le domaine de la science du sol. C'est au milieu du vingtième siècle que la succion du sol a été portée au génie géotechnique pour expliquer les propriétés mécaniques des sols non saturés au Road Research Laboratory en Angleterre. C'est le début de la mécanique des sols non saturés, même si Terzaghi [Terzaghi, 1943] souligne l'importance de l'étude de la non-saturation des sols. Comme condition hydraulique extrême, les ingénieurs en géotechnique ont trouvé qu'il est plus facile de traiter les sols saturés que ceux qui sont non saturés simplement parce qu'avec les premiers, l'expérimentation et les formulations constitutives sont plus faciles et plus simples que les seconds. De plus, il est considéré que les sols complètement saturés sont plus enclins à l'instabilité que les sols non saturés. Par conséquent, les procédures de conception en mécanique des sols ont été principalement focalisées sur des conditions complètement saturées afin d'éviter les incertitudes des sols non saturés. Pourtant, il existe des ruptures de remblais non saturés, de pentes excavées et naturelles et de fondations qui peuvent convenablement selon les procédures de conception conventionnelles. Les progrès scientifiques et de laboratoire ont amélioré le degré de certitude dans la conception, la durabilité et l'utilisation des sols non saturés dans le chantier. Cependant, la prise de temps et le coût de l'équipement de laboratoire ont limité les recherches effectuées sur les sols non saturés. Ainsi, la présentation d'une procédure d'essai simple pourrait être utile à la communauté de recherche.

De nombreuses recherches sont encore nécessaires pour comprendre comment les caractéristiques hydromécaniques du sol sont affectées par la succion du sol et comment la succion du sol contribue à augmenter la fiabilité de la conception et de la construction. Particulièrement pour les sols granulaires qui ont une utilité intensive dans le chantier, il est donc important d'évaluer comment la succion du sol affecte les caractéristiques de rigidité et de résistance au cisaillement. Dans ce projet de recherche, l'objectif principal est d'évaluer la rigidité et la résistance au cisaillement des matériaux granulaires non saturés en évaluant l'applicabilité des approches de contraintes effectives modifiées. Il est aussi proposé d'évaluer la validité des cadres et des modèles existants au moyen d'essais expérimentaux détaillés pour les matériaux granulaires de taille idéale, comme les billes de verre, qui est moins étudié dans la littérature. La raison pour laquelle on a choisi des billes de verre de taille idéale est de séparer la réponse au cisaillement des matériaux non saturés en éliminant les effets des aspérités des particules et de la distribution granulométrique. Les résultats de ce projet de recherche peuvent contribuer à des projets en chantier qui sont associés à la conception de chaussées ou de remblais puisque les principaux matériaux utilisés pour ces constructions sont généralement granulaires, en particulier dans les régions situées loin de l'eau ou dans des conditions climatiques semi-arides ou arides.

Les résultats expérimentaux obtenus sont utiles pour la calibration des modèles constitutifs. Les modèles constitutifs aident les concepteurs et les praticiens à évaluer les géométries complexes et les conditions de terrain théoriquement et numériquement. Bien que peu de modèles de matériaux soient disponibles pour le comportement hydromécanique des matériaux granulaires non saturés, diverses études ont été réalisées numériquement, en particulier avec la méthode des éléments discrets (MED). Malgré la précision et la meilleure représentation du MED pour les sols granulaires dans l'échelle des particules, les logiciels MED libres sont encore à l'état initial et de nombreuses vérifications et recherches sont nécessaires pour vérifier l'applicabilité du MED pour les problèmes à grande échelle. En outre, dans le chantier, il est coûteux d'utiliser des méthodes par éléments finis (MEF) ou par différence finie (MDF) pour évaluer le comportement global de la structure du sol. Il est donc indispensable d'évaluer la performance de ces approches numériques pour prédire la résistance au cisaillement non saturée des matériaux granulaires. Pour ce faire, des études numériques sont réalisées à l'aide du module SoilTest du logiciel PLAXIS 2D pour vérifier les résultats expérimentaux à l'aide de MEF étant donné la simplicité et l'utilité de ce logiciel dans le chantier. Les études numériques peuvent être utiles pour mieux comprendre l'efficacité du

logiciel MEF pour la modélisation de la résistance au cisaillement non saturée des sols. Les études numériques peuvent être utiles pour mieux comprendre l'efficacité du logiciel MEF commun pour modéliser la résistance au cisaillement non saturé des sols. Les études numériques peuvent aider les modalisateurs numériques à trouver les modifications nécessaires des codes sources mis en œuvre dans le logiciel commercial ainsi qu'un moyen de vérification pour d'autres méthodes numériques telles que le MED.

1.2 Énoncé du problème

Dans la nature, la plupart des dépôts de sols naturels dans les régions tropicales et subtropicales sont essentiellement non saturés en raison des conditions environnementales. Outre les processus naturels et géologiques, les activités humaines telles que l'excavation, le compactage peuvent également provoquer le séchage des sols saturés. Pour la sécurité des superstructures, l'évaluation et la prédiction de la résistance du sol sont cruciales. Ainsi, la quantité de rigidité et la résistance au cisaillement sont importantes sur les sols non saturés ainsi que sur les sols saturés. Les essais expérimentaux offerts pour l'étude des sols non saturés prennent beaucoup de temps et sont plutôt coûteux, car la succion du sol doit être contrôlée ou mesurée. Cela cause des problèmes dans les laboratoires qui ne sont pas bien équipés pour effectuer des essais de résistance au cisaillement des sols non saturés. Il serait donc souhaitable de mettre au point une procédure expérimentale permettant d'évaluer les sols non saturés à l'aide des essais classiques de mécanique des sols sans qu'il soit nécessaire de modifier de manière considérable les appareils d'essai. C'est l'une des motivations de l'étude actuelle. Pour évaluer de façon exhaustive la rigidité et la résistance au cisaillement des sols non saturés, il est nécessaire d'avoir un cadre d'état de la contrainte bien définie. Des études approfondies ont été réalisées dans la littérature sur les sols non saturés sur le choix de la définition la plus appropriée de la variable de la contrainte qui ne répond qu'aux exigences théoriques, mais qui devient aussi pratique. Cette variable de contrainte doit satisfaire aux stipulations thermodynamiques et concorder avec les données expérimentales. En général, trois cadres différents d'état de la contrainte ont été introduits pour répondre aux besoins de la modélisation constitutive. Cependant, ces cadres sont souvent évalués pour les sols non saturés avec une distribution granulométrique fine. Peu de données sont disponibles en ce qui concerne la réponse mécanique des sols granulaires dans la littérature et leur comportement hydromécanique

est moins bien compris malgré leur importance. D'un point de vue pratique, les sols granulaires tels que le sable sont largement utilisés dans les systèmes de remblayage et de drainage alors qu'il existe des cas courants où les structures géotechniques sont construites sur des dépôts sableux. Aux fins de la conception, on suppose généralement que les dépôts de sol sont entièrement saturés ou complètement secs pour évaluer la résistance du sol et la réponse à la déformation correspondante. Il existe des preuves importantes qu'à l'état non saturé, la structure du sol peut subir des forces inter-particulaires différentes de l'état saturé ou sec. Ces forces inter-particulaires peuvent résulter d'une charge externe ou de mécanismes de charge à l'échelle locale, telle que la capillarité, qui peut influencer la résistance au cisaillement. Cependant, les effets de ces forces à l'échelle des pores, leur rôle dans la contrainte macroscopique, leur force et le changement qui se produisent sur le terrain sous l'effet de changements naturels ou imposés dans le contenu en eau (ex. précipitations, évaporation, abaissement de la nappe phréatique) demeurent en grande partie incertains. La motivation générale derrière le sujet de ce projet de recherche est d'évaluer comment la succion matricielle peut faire varier les paramètres d'élasticité et de résistance au cisaillement d'un matériau granulaire de forme idéale en utilisant la contrainte effective modifiée comme l'un des trois cadres d'état de contrainte. Ce faisant, les modalisateurs constitutifs et numériques pourraient obtenir des informations précieuses qui peuvent être utilisées dans le développement de modèles hydromécaniques pour les sols granulaires ou comme ensemble de données de validation pour la modélisation numérique à l'aide de méthodes communes telles que la modélisation par éléments discrets et par éléments finis.

1.3 Buts et objectifs

Sur la base du problème mentionné dans la section précédente, l'objectif principal est d'examiner comment la résistance au cisaillement du matériau granulaire non saturé est affectée par la succion du matelas et quel cadre d'état de contrainte est plus approprié pour la prédiction de la rigidité non saturée et des caractéristiques de résistance au cisaillement. De plus, comme nous l'avons déjà mentionné, la nécessité de réduire la durée de l'exécution des tests et les coûts des études non saturées est l'une des motivations qui sous-tendent les objectifs de cette étude.

Pour répondre à ces problèmes, les objectifs détaillés du projet de recherche en cours à l'Université de Sherbrooke sont définis comme suit :

- Évaluer l'évolution des caractéristiques de résistance au cisaillement non saturé avec imposition indirecte de la succion par variation du contenu en eau gravimétrique à l'aide d'une boîte de cisaillement directe conventionnelle.
- Trouver la relation entre les paramètres de succion et de résistance au cisaillement et les paramètres de rigidité en considérant la courbe de rétention d'eau du sol.
- Vérifier l'applicabilité des approches de contrainte effectives modifiées courantes pour prédire la résistance au cisaillement des sols non saturés.
- Clarifier les paramètres de rigidité et de résistance au cisaillement qui doivent être vérifiés afin que la modélisation par éléments finis puisse être utilisée pour l'estimation de la résistance au cisaillement non saturé.

1.4 Portée de l'étude

L'Institut de recherche d'Hydro-Québec (IREQ), en consultation avec le groupe de génie géotechnique de l'Université de Sherbrooke, est en train de développer un logiciel de modèle à éléments discrets (MED) appelé SIGRAINS. Ce laboratoire virtuel est dédié à l'étude des phénomènes géotechniques [Roubtsova et al. 2011; Roubtsova et al. 2012; Chekired et al. 2013]. Afin de développer un logiciel complet permettant de prédire et d'évaluer le comportement hydromécanique couplé de matériaux granulaires à l'échelle macroscopique, les modèles constitutifs et les lois de contact doivent être implémentés dans les codes de programmation. Ces modèles constitutifs doivent être vérifiés à l'aide d'approches expérimentales et d'autres approches numériques afin d'en améliorer la précision. La vérification du logiciel SIGRAINS dépasse le cadre de cette étude, mais les processus d'optimisation et d'étalonnage qui sont réalisés dans le cadre de cette étude contribuent aux études futures en la matière. Le logiciel PLAXIS est privilégié pour l'optimisation et le processus d'étalonnage par rapport à d'autres logiciels disponibles en raison de sa simplicité et de son utilité en pratique, tandis que son mode couplé de déformation du flux qui reconnaît la contrainte effective généralisée de Bishop est déjà codé comme module intégré dans le logiciel. De plus, le développement d'un modèle hydromécanique pour prédire les résultats expérimentaux obtenus est également considéré comme hors de la portée du projet.

1.5 Matériaux et méthodes

Pour obtenir des données expérimentales comparables par modélisation numérique, des microsphères de verre de taille uniforme, communément appelées billes de verre, sont utilisées comme principaux matériaux granulaires pour les essais de résistance au cisaillement non saturé. La raison principale du choix de ces matériaux est d'éliminer les incertitudes sur l'effet de la distribution granulométrique et des aspérités des particules sur les caractéristiques de rigidité et de résistance au cisaillement telles que les angles de dilatation et de frottement. De plus, ces matériaux sont plus faciles à simuler dans des études futures dans n'importe quel code MED. La boîte de cisaillement direct standard et conventionnelle est l'appareil principal qui est utilisé pour expérimenter sur des billes de verre non saturées afin de caractériser le comportement de cisaillement non saturé. Dans le processus d'analyse des données, l'obtention de courbes de rétention des billes de verre est essentielle, car les études suggèrent qu'il existe une relation entre le comportement hydraulique des sols non saturés (c'est-à-dire le comportement de rétention d'eau) et les caractéristiques de résistance au cisaillement. Les courbes de rétention d'eau sont obtenues par la technique de la colonne d'eau négative sous contrainte nette nulle dans une cellule œdométrique conçue à l'Université de Sherbrooke. À en juger par les courbes de rétention d'eau, la variation de la succion est obtenue indirectement en modifiant la teneur en eau gravimétrique pour les essais de cisaillement. Cette approche est privilégiée pour les laboratoires qui ne sont pas équipés d'appareils avancés pour l'examen des sols non saturés. À cet égard, seul le processus de séchage des courbes de rétention d'eau est choisi pour être étudié et le phénomène d'hystérésis hydraulique est ignoré. L'hypothèse générale lors des essais de cisaillement direct et des essais de rétention d'eau est que la variation de la température ambiante est négligeable. Par conséquent, les études sont réalisées dans des conditions isothermes. De plus, en raison de la nature chimiquement inerte et incompressible des billes de verre de taille uniforme, les caractéristiques de changement de volume de ces matériaux sont ignorées.

1.6 Méthodologie

Cette section présente une brève procédure entreprise dans le cadre de ce projet de recherche. Pour obtenir des résultats satisfaisants, les tests ont été effectués avec un soin particulier afin de réduire les erreurs non intentionnelles. L'approche pour trouver les résultats est la suivante :

1. Obtention des CRE de séchage de trois billes de verre représentatives sous contrainte nette nulle, compactées avec un taux de vide cible similaire aux essais de cisaillement direct.
2. Effectuer les essais statiques conventionnels de cisaillement direct à l'état complètement sec à différentes contraintes verticales afin d'obtenir la contrainte critique à la rupture.
3. Réalisation d'échantillons humides de billes de verre avec différentes teneurs en eau correspondant aux CRE et les laissant atteindre l'équilibre hydraulique.
4. Ajout de la quantité désirée d'échantillon humide dans la boîte de cisaillement et compactage pour atteindre le taux de vide cible. À ce stade, la teneur en eau des billes de verre non saturées est mesurée avant l'exécution de l'essai.
5. Comme à l'étape 2, effectuer les essais de cisaillement statique direct sur des billes de verre non saturé à différentes teneurs en eau sous diverses contraintes verticales. Après chaque test, la teneur en eau des billes de verre non saturées est mesurée afin de comparer avec la teneur en eau initiale.
6. Obtention des paramètres de résistance au cisaillement et de rigidité des billes de verre dans des conditions saturées, sèches et non saturées.
7. Prévion de CCSC basée sur les CREs et comparaison avec les CCSC mesurés avec les résultats directs de cisaillement.
8. Comparaison entre la contrainte effective basé sur la contrainte de succion et la contrainte effective généralisée de Bishop.
9. Simulation des essais de cisaillement direct en condition non saturée à l'aide du logiciel PLAXIS, MEF.
10. Comparaison des résultats de la MEF avec la résistance au cisaillement prévue et mesurée.

1.7 Organisation de la thèse

Cette thèse est divisée en six chapitres dans lesquels chacun couvrira un sujet spécifique du projet de recherche. Le premier chapitre couvre une introduction générale, l'énoncé du problème, les objectifs, la portée, la méthodologie et, à la fin, l'ébauche de la thèse est présentée. Le chapitre deux présente une revue des progrès récents de la littérature concernant le comportement de rétention d'eau dans le sol ainsi que les approches disponibles pour évaluer les caractéristiques de résistance au cisaillement non saturé. De plus, les réalisations actuelles dans les cadres de gestion de la contrainte sont décrites. Le troisième chapitre est consacré au processus expérimental réalisé dans le cadre de cette recherche, y compris les matériaux étudiés, la préparation des échantillons et la procédure d'essai. Le quatrième chapitre comprend la présentation des résultats expérimentaux tandis que le cinquième chapitre est consacré aux discussions sur les résultats obtenus et les utilités numériques de l'ensemble de données obtenues. Enfin, le chapitre six couvre les conclusions qui sont formulées tout en présentant des recommandations pour les projets de recherche futures.

CHAPITRE 2

2 REVUE DE LITTÉRATURE

Dans la littérature, le sol dit non saturé est défini comme un sol dont les vides sont remplis d'eau et d'air. Malgré sa définition simpliste, la terminologie utilisée n'est pas claire du point de vue mécanique. [Fredlund et al. \[2012\]](#) ont défini le sol non saturé comme un milieu dans lequel le sol subit une pression négative de l'eau interstitielle. Alors que la mécanique classique des sols est reconnue depuis le début des années 1900, peu de gens savent que les traces de la mécanique non saturée des sols peuvent être trouvées dans les années 1930, et même dans les études de Terzaghi lui-même. Dans son livre, Terzaghi indique que « dans les sols à grains fins, l'eau est capable de s'élever considérablement au-dessus de la nappe phréatique et d'y rester indéfiniment. Pour expliquer ce phénomène, les physiciens ont été obligés de supposer l'existence d'une force capable de compenser le poids de l'eau située au-dessus de la nappe phréatique. Cette force est connue sous le nom de force capillaire » [[Terzaghi, 1943](#)].

Dans une description plus détaillée, les problèmes non saturés ont trois phases distinctes qui sont solides, liquides et gazeuses. La phase solide est essentiellement constituée de grains de sol. La phase liquide consiste en un mélange d'eau liquide (ou eau libre), de vapeur d'eau, d'eau capillaire et d'eau hygroscopique tandis que la troisième phase est un mélange d'air sec et humide, d'air piégé et d'air dissous. Bien que la quantité d'air piégé, d'air dissous et de vapeur d'eau mélangée à de l'air sec obéissent à des lois spécifiques telles que la loi de diffusion de Henry, les proportions respectives de ces états pour libérer et capillaire de l'eau est considérée comme négligeable du point de vue mécanique. Leur quantité dépend de l'état de saturation et du niveau de pression des pores dans le sol. La quantité d'eau est souvent démontrée en termes de degré de saturation (S_r), de teneur en eau gravimétrique (w) et de teneur en eau volumétrique (θ) telle que définie dans les équations ci-dessous:

$$w = \frac{w_w}{w_s} \quad \text{Équation 2.1}$$

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} = \frac{wG_s}{e} \quad \text{Équation 2.2}$$

$$\theta = \frac{V_w}{V_v} = \frac{wG_s}{1+e} = S_r \cdot n \quad \text{Équation 2.3}$$

Ou, w_w, V_w, w_s, V_s sont le poids et le volume d'eau et de particules respectivement. V_v montre le volume des pores, e et n sont l'indice des vides et la porosité du sol tandis que G_s est le poids spécifique de l'échantillon. Chacune des phases fluides (l'air et l'eau) est considérée comme un fluide homogène avec une pression de pore correspondante (u_a et u_w). Cette terminologie sera utilisée dans le reste du manuscrit. La section suivante donne plus de détails sur la distribution des pressions interstitielles dans un dépôt de sol donné.

2.1. La succion du sol et le profil de contrainte

Les sols non saturés du champ sont caractérisés par l'emplacement de la nappe phréatique à une certaine profondeur sous la surface du sol. En considérant une couche de sol homogène sous la nappe phréatique et sans surcharge, le profil de la contrainte verticale totale (σ_z) dans le dépôt de sol, génère en raison du poids propre du sol qui est une fonction linéaire de la profondeur. Les contraintes horizontales totales (σ_x, σ_y) sont liées aux contraintes verticales par les coefficients de pression latérale correspondant à la restriction de déformation latérale. Comme le sol est saturé, le degré de saturation et la teneur en eau volumétrique sont égaux à l'unité et à la porosité respectivement dans l'ensemble du dépôt de sol. La pression de l'eau interstitielle dans cette condition est relativement positionnée par rapport au niveau piézométrique et augmente linéairement avec la profondeur. En condition hydrostatique, la pression de l'eau de compression agit comme un agent déstabilisant qui pousse les particules du sol à s'éloigner les unes des autres tandis que les seuls agents qui soutiennent le dépôt du sol de ne pas s'effondrer sont la contrainte effective et le confinement du sol (comme dans la Figure 2.1). À l'équilibre hydromécanique, à chaque niveau du dépôt du sol, la relation entre les contraintes totales et la pression de l'eau interstitielle est décrite par la théorie des contraintes effectives de Terzaghi [Terzaghi, 1943] comme dans l'équation 2.4:

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} + u_w \delta_{ij} \quad \text{Équation 2.4}$$

Là où σ_{ij} est le tenseur de la contrainte totale, σ'_{ij} est la contrainte effective. δ_{ij} est le delta de Kronecker est mis ici pour souligner le fait que la pression de l'eau interstitielle n'induit pas de comportement de cisaillement.

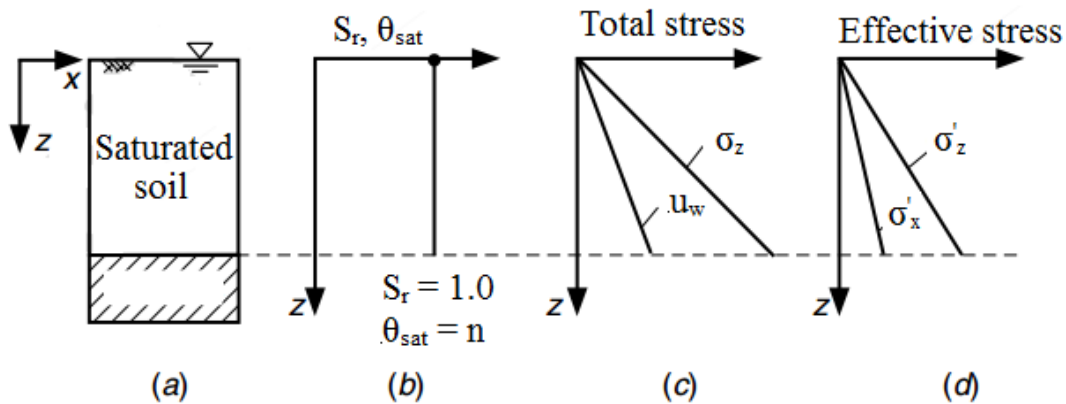


Figure 2.1 Le notion de degré de saturation, de contrainte totale et de contrainte effective en condition saturée (adapté par [Lu et al. \[2004\]](#))

Au-dessus de la nappe phréatique, par contre, bien que la variation des contraintes totales soit encore linéaire avec la profondeur, le degré de saturation et la teneur en eau volumétrique ne sont pas constants et diminuent au fur et à mesure que la distance entre la nappe phréatique et le niveau souhaité augmente. Dans cette condition, la pression de l'eau interstitielle est relativement négative par rapport à la nappe phréatique et indique que l'eau est sous tension dans toutes les directions. Cela signifie que, contrairement à l'état saturé, l'eau en tension tire les particules l'une vers l'autre. Lorsque la pression négative de l'eau interstitielle diminue, le déficit de pression, communément appelé succion(s) du sol, augmente. D'un point de vue hydraulique, en fonction de la quantité d'eau dans les pores, les dépôts de sol peuvent être classés dans différents horizons. En général, trois zones distinctes sont reconnues (comme dans la Figure 2.2).

1. La frange capillaire également connue sous le nom de zone quasi saturée qui se situe immédiatement au-dessus de la nappe phréatique où son degré de saturation approche presque de l'unité. Dans cette région, le sol est essentiellement saturé et la phase liquide (eau) est à l'état continu tandis que peu de bulles de gaz peuvent exister sous forme discontinue.
2. La phase des deux fluides connus sous le nom d'état funiculaire ou de transition où elle est située au-dessus de la frange capillaire. Dans cette zone, la phase liquide et la phase gazeuse (air) peuvent être trouvées en continu, tandis que le degré de saturation peut varier d'environ 0.9 à 0.2.

3. L'état sec ou communément reconnu comme régime résiduel ou pendulaire est la zone la plus proche de la surface du sol qui est affectée de manière significative par les conditions environnementales. Dans cette région, la phase liquide peut exister sous forme de vapeur ou de liquide adsorbé à l'état discontinu tandis que les pores sont principalement remplis par une phase gazeuse continue. La variation du degré de saturation et de l'épaisseur de chaque zone dépend fortement de l'état physique du dépôt du sol, comme la granulométrie, la structure du sol, l'état chimique et l'état hydromécanique, y compris l'historique des contraintes et les cycles hydrauliques. Étant donné l'importance du rôle de la succion du sol sur le comportement global des dépôts de sol, il est crucial d'approfondir la notion de succion du sol, ce qui est fait dans la section suivante.

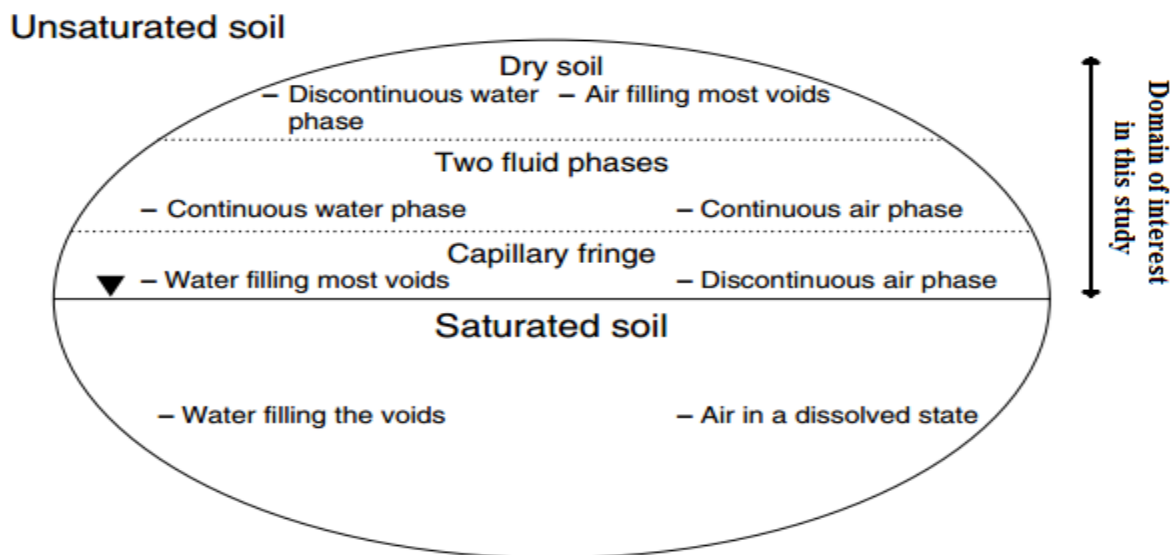


Figure 2.2 Illustration de la mécanique des sols saturés et non saturés à partir de la continuité des phases fluides (adapté par Charles et al. [2007])

2.2. Les composantes de succion du sol

Généralement, l'énergie totale de l'eau, $\phi_t(X)$ représente la quantité de travail nécessaire pour transporter une quantité unitaire d'eau pure d'un point spécifique ou d'une élévation comme X à un autre point du milieu. Cette énergie est responsable du mouvement de l'eau et de l'écoulement à travers les vides entre les particules du sol. En mécanique des sols, l'énergie totale de l'eau peut

être démontrée en termes de potentiel de pression totale, ψ_t avec dimension de contrainte. Dans la mécanique des sols non saturés, le potentiel de pression totale, aussi appelé succion totale, s_t est considérée comme la somme de la succion matricielle, s_m et de la succion osmotique, s_o . La succion matricielle, s_m représente l'énergie créée par l'effet capillaire et l'adsorption de surface dans les milieux non saturés, comme le montrent [Derjaguin et al. \[1987\]](#) et [Tuller et al. \[1999\]](#) et est indiqué dans l'équation 2.5. En ce qui concerne la succion osmotique, bien que la présence de solutés dans l'eau du sol puisse dominer la mesure de l'énergie totale, son influence sur le comportement mécanique est relativement faible par rapport aux effets des changements de l'énergie matricielle, en particulier pour les sols non salins. Par conséquent, la succion des matelas est souvent considérée comme la succion totale ou la succion du sol.

$$s_m = s_{ad} + s_{cap} \quad \text{Équation 2.5}$$

Dans l'équation 2.5, s_{ad} montre la contribution du mécanisme d'adsorption à la succion matricielle, s_{cap} est le mécanisme capillaire à la forme et à la taille des pores du sol. Dans le cas de sols granulaires non saturés, par exemple, la contribution de l'adsorption de surface à la succion matricielle est relativement faible par rapport au mécanisme capillaire, tandis que dans le cas de matériaux fins non saturés à forte teneur en argile, les deux mécanismes contribuent à la succion matricielle. Par conséquent, pour les matériaux granulaires naturels et artificiels tels que le sable et les billes de verre, il est essentiel de comprendre le mécanisme derrière la capillarité. La notion générale est que le comportement capillaire est le seul responsable de l'existence de la succion matricielle. Le modèle capillaire le plus basique comme dans la Figure 2.3 et l'équation 2.6 évalue la montée d'eau à l'intérieur d'un tube capillaire de manière à ce que la tension superficielle (T_s) ou uniformément connue sous le nom d'adhésif. À l'équilibre, la succion matricielle est la différence de pression relative à l'interface de l'eau et de l'air et en fait, la raison pour laquelle l'eau monte à l'intérieur d'un tube capillaire. Bien que le modèle capillaire de base ait fait l'objet de débats récents, il montre l'importance de visualiser la capillarité qui se produit dans les pores du sol et comment la taille des pores est associée à la quantité d'eau retenue dans les pores à une succion capillaire ou matricielle donnée.

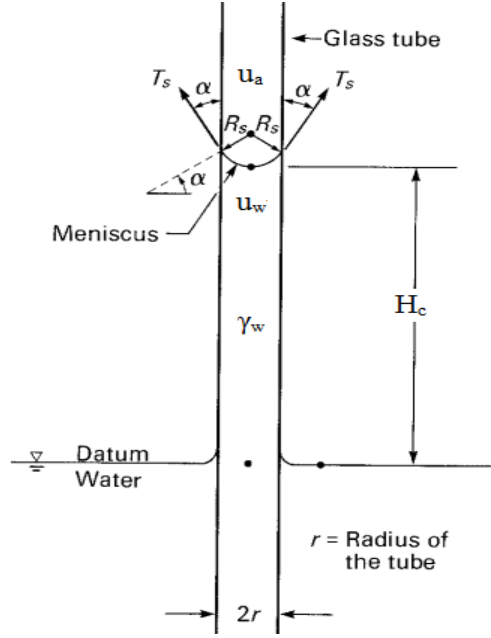


Figure 2.3 Le modèle capillaire de base (adapté par Fredlund et al. [2012])

$$\gamma_w \pi r^2 H_c = 2\pi r T_s \cos \theta_c \Rightarrow s_m = p_a - p_w = H_c \gamma_w = \frac{2T_s \cos \theta_c}{r} = \frac{2T_s}{r} \quad \text{Équation 2.6}$$

Dans l'équation 2.6, r le rayon du tube, T_s est la tension superficielle de l'eau (force par unité de longueur), θ_c est l'angle de contact entre le solide et l'eau qui est supposée être nul, γ_w est le poids unitaire de l'eau, s_m est la succion matricielle, u_a est la pression de l'air, et u_w la pression de l'eau. Si l'on considère l'équation 2.6, la succion matricielle est inversement proportionnelle au rayon du tube capillaire. La pression d'eau négative ou la succion augmente à mesure que la courbure du ménisque diminue. Cela représente le fait que dans les sols fins, tels que les sols argileux ou limoneux, en raison de la petite taille des pores, sous une succion matricielle donnée, plus d'eau peut être retenue par rapport aux sols granulaires comme le sable, puisque ces matériaux ont des pores relativement plus gros. Cela montre également comment la distribution de la taille des particules et la distribution de la taille des pores peuvent affecter la quantité d'eau qui est retenue dans le sol par capillarité. De plus, à mesure que la succion du matelas augmente, la tension superficielle, T_s appliquée au tube augmente, ce qui signifie que la contrainte de compression est appliquée aux murs. Cela signifie que les particules sont attirées les unes vers les autres et que les particules peuvent subir un niveau de la contrainte plus élevée en raison de l'effet de capillarité.

Malgré la simplicité du modèle capillaire, il ne peut pas expliquer certains phénomènes communs à l'état non saturé. Par exemple, il ne peut pas expliquer pourquoi les bulles d'air peuvent se dissoudre graduellement à travers la phase aqueuse alors qu'il n'y a pas de différence apparente entre la pression de l'air et celle de l'eau. Il serait difficile de justifier les changements de volume dus à la variation de la succion, car le modèle ne tient pas compte de l'effet de volume. De plus, la généralisation des pores du sol sur la base d'un seul tube capillaire n'a pas de sens puisque les pores du sol sont distribués avec des tailles différentes. En d'autres termes, chaque pore peut subir son propre effet capillaire et résister à sa propre succion matricielle. Notez qu'en réalité, la pression de l'air est relativement nulle et le potentiel matriciel causé par la composante capillaire est toujours inférieur au potentiel de l'eau pure libre; par conséquent, ils ont des quantités négatives alors que défini par succion ils ont des valeurs positives. Le composant capillaire de succion matricielle agit comme une force de traction locale induite par la tension superficielle dans les pores du sol qui est limitée à la succion par cavitation, s_{cv} . La cavitation se réfère à l'état dans lequel de nouvelles bulles d'air sont créées ou les bulles préexistantes diffusent à travers l'eau interstitielle. En vue thermodynamique, la cavitation se produit lorsque la pression de vapeur absolue de la phase liquide est égale à la pression gazeuse ambiante absolue. Bien que dans de nombreuses études, le potentiel de cavitation soit limité à -100 kPa pour l'eau pure, la recherche expérimentale sur les sols indique que la cavitation de l'eau est aussi faible que -140 MPa puisque la cavitation est un processus aléatoire dépendant de la température qui est affectée par la distribution de la taille des pores et l'existence de gaz dissous ou d'impuretés.

2.3. Méthodes de contrôle de la succion du sol

Les difficultés de caractérisation de la succion du sol ont poussé les chercheurs à développer des méthodes de mesure de la succion et de contrôle pour évaluer le rôle de la succion du sol sur le comportement hydromécanique des sols. Le Tableau 2.1 donne un aperçu des techniques courantes de contrôle et de mesure de la succion dans la pratique. En ce qui concerne la succion matricielle, certaines de ces méthodes peuvent mesurer directement la succion matricielle tandis que d'autres techniques peuvent déterminer indirectement la succion matricielle. La description détaillée de chaque technique est donnée par [Fredlund et al. \[2012\]](#).

Tableau 2.1 Techniques de contrôle et de mesure de la succion du sol avec leur gamme approximative et le temps d'équilibre (Murray et al. [2010]).

Instrument	Suction component measured	Typical measurement range (kPa)	Equilibration time
<i>Suction measurement</i>			
Pressure plate	Matric	0–1,500	Several hours to days
Tensiometers and suction probes	Matric	0–1,500	Several minutes
Thermal conductivity sensors	Matric	1–1,500	Several hours to days
Electrical conductivity sensors	Matric	50–1,500	Several hours to weeks
Filter paper contact	Matric	0–10,000 or greater	2–57 days
Thermocouple psychrometers	Total	100–8,000	Several minutes to several hours
Transistor psychrometers	Total	100–70,000	About 1 hour
Chilled mirror psychrometer	Total	1–60,000	3–10 minutes
Filter paper non-contact	Total	1,000–10,000 or greater	2–14 days
Electrical conductivity of pore water extracted using pore	Osmotic	entire range	—
<i>Suction control</i>			
Negative (or Hanging) water column technique	Matric	0–30 or greater with multiple columns or vacuum control	Several hours to days
Axis translation technique	Matric	0–1,500	Several hours to days
Osmotic technique	Matric	0–10,000	up to 2 months
Vapour equilibrium technique	Total	4,000–600,000	1–2 months

Comme le montre le Tableau 2.1, les approches les plus courantes en matière de contrôle de la succion du sol sont présentées. En ce qui concerne la succion matricielle, la technique de translation d'axe (TA), la technique osmotique (OS) et la technique de la colonne d'eau négative (CEN) ne peuvent être utilisées que pour imposer directement la succion matricielle tandis que la

technique de la pression de vapeur (PV) est utilisée pour appliquer la succion totale. [Fredlund et al. \[2012\]](#) et [Vanapalli et al. \[2008\]](#) fournissent des informations détaillées sur chaque technique. Le Tableau 2.2 montre les avantages et les inconvénients de chaque technique. La raison derrière le développement de ces techniques est d'évaluer le comportement hydromécanique des sols non saturés en contrôlant la succion du sol appliqué. Ceci permet aux chercheurs d'avoir une meilleure compréhension de l'évolution des caractéristiques du sol en ce qui concerne la succion du sol. Bien que ces méthodes de contrôle puissent être mises en œuvre dans presque tous les appareils de laboratoire, elles sont souvent longues et coûteuses. Dans le cas des essais de cisaillement, différents appareils triaxiaux à succion contrôlée par la succion, à cisaillement direct et à cisaillement simple ont été conçus et signalés dans des publications telles que [Milatz et al. \[2015\]](#) et [Gallage et al. \[2016\]](#). Cependant, l'application des techniques de succion contrôlée est essentiellement limitée aux laboratoires et elles ne peuvent pas être utilisées sur le terrain. Dans la pratique, la teneur en eau gravimétrique est la représentation la plus courante de la quantité d'eau dans les pores et les praticiens ont une meilleure compréhension de ce paramètre puisqu'il peut être facilement mesuré. [Zhang \[2016\]](#) a fait valoir qu'un essai avec un appareil triaxial à la succion contrôlée peut prendre jusqu'à 2 à 3 mois à exécuter en raison de la perméabilité extrêmement faible des sols non saturés alors que leur efficacité peut être jusqu'à 100 fois inférieures à un essai conventionnel non drainé qui ne peut prendre que quelques heures à compléter. En d'autres termes, il est possible d'étudier la mécanique non saturée des sols pour un projet d'ingénierie de routine à un coût très faible, simplement en contrôlant indirectement la succion à l'aide de la teneur en eau. Cette méthode de pensée est utilisée dans des enquêtes telles que [Blahova et al. \[2013\]](#) et [Bingjian et al. \[2013\]](#) où l'étendue de cisaillement des déchets argileux et des déchets solides a été étudiée respectivement en faisant varier la seule teneur en eau. Cependant, une telle approche n'englobe pas entièrement le comportement hydromécanique des sols non saturés puisque le comportement de rétention hydraulique sur les sols non saturés n'est pas évalué. Il semble essentiel d'avoir une compréhension complète de la courbe de rétention d'eau des matériaux testés avant d'effectuer des tests de résistance au cisaillement, ce qui signifie que la technique de succion contrôlée par la succion doit être utilisée de toute façon pour obtenir au moins les courbes de rétention d'eau.

Tableau 2.2 Comparaison des méthodes de contrôle de la succion

Method	Imposed suction	Suction range	Advantages	Disadvantages
Negative water column (NWC)	Matric	0 - s_{cv}	<ul style="list-style-type: none"> - Direct control of matric suction - Low level suction application - Similarity to field condition - Requires simple setup 	<ul style="list-style-type: none"> - Narrow suction range - Discontinuity of gas phase
Axis translation (AT)	Matric	0 - 1.5 MPa	<ul style="list-style-type: none"> - Direct control of matric suction - Removing cavitation problem 	<ul style="list-style-type: none"> - Narrow suction range - Air diffusion and leakage - Desaturation of ceramic disc - Non-representativeness of field condition - Need for safety measures - Relatively long testing time - Requires advanced setup
Osmotic (OS)	Matric	0 - 8.0 MPa	<ul style="list-style-type: none"> - Reasonable range of suction starting from zero - No need for safety measures 	<ul style="list-style-type: none"> - Fragility of the membrane - Uncertain efficiency in wetting - Long testing time - Requires advanced setup
Vapor pressure (VP)	Total	8 - 400 MPa	<ul style="list-style-type: none"> - High suction application 	<ul style="list-style-type: none"> - Long testing time - Requires advanced setup

Les sols granulaires connaissent intrinsèquement un très faible niveau de succion matricielle par rapport aux sols fins comme expliqué dans la section 2.2. Par conséquent, il n'est pas nécessaire d'utiliser un système de la succion complexe pour mesurer la résistance au cisaillement non saturé. Bien qu'il soit essentiel d'obtenir des courbes de rétention d'eau, il semble que des procédures d'essai communes peuvent être utilisées pour évaluer les caractéristiques de rigidité et de résistance au cisaillement seulement en variant ou en contrôlant la teneur en eau. À cet égard, l'effet de la succion sur les caractéristiques du sol peut être évalué indirectement de manière plus pratique et plus réaliste.

Par conséquent, dans cette étude, il est suggéré d'utiliser la technique CEN pour obtenir les courbes de rétention d'eau des matériaux testés et ensuite, en faisant varier la teneur en eau, la succion matricielle est contrôlée indirectement.

2.3.1 Technique de la colonne d'eau négative (CEN)

En réalité, la pression d'air dans les pores est relativement nulle, tout déficit de pression pore-eau au-dessus de la nappe phréatique est considéré comme négatif. En raison de la capillarité et de l'adsorption en surface, l'eau monte au-dessus de la nappe phréatique. En laboratoire, il est possible d'obtenir une pression négative dans les pores en changeant la charge hydraulique plus basse que le point de référence. Si l'abaissement du niveau d'eau se poursuit, la pression négative des pores augmente. Dans l'approche conventionnelle, la technique de la CEN consiste en un appareil qui consiste en un entonnoir avec une burette (colonne d'eau) qui sont connectés à l'échantillon de sol par un tube de caoutchouc. La pression interstitielle peut être réduite à une pression inférieure à la pression atmosphérique en abaissant la burette (voir Figure 2.4) alors que l'échantillon de sol a une pression d'air égale à la pression atmosphérique. Cette réduction subséquente de l'énergie hydraulique totale fait en sorte que l'eau s'écoule de l'échantillon vers la burette. À l'équilibre, le volume de sortie et le niveau de la burette par rapport au point de référence peuvent être mesurés à chaque étape pour calculer la teneur en eau gravimétrique et la succion matricielle correspondante. Le temps nécessaire, pour que l'échantillon atteigne l'équilibre avec le système varie de plusieurs heures à plusieurs jours en fonction de la charge mécanique appliquée sur le sol, de la distribution granulométrique et de la distribution de la taille des pores.

Bien que la technique de la colonne d'eau négative soit une méthode de contrôle de la succion dans les sols non saturés, elle n'a pas été largement utilisée pour traiter les phénomènes de contrainte-déformation, d'hydromécanique, de compressibilité et de dilatation pour les sols granulaires non saturés, particulièrement en raison de ses limites. Malgré sa simplicité, le principal inconvénient de la technique CEN est le problème avec le phénomène de cavitation. La limite absolue de la succion matricielle avec la technique CEN est la pression de cavitation du sol et de la pierre poreuse placée sous l'échantillon de sol. De plus, cette technique est limitée à l'utilisation avec des sols granulaires avec peu de fines en raison de la petite gamme de succion inférieure à environ 100 kPa. Puisque dans cette étude, l'objectif est d'étudier le comportement des sols granulaires non saturés avec une gamme de succion inférieure à 15 – 20 kPa, il semble logique d'utiliser cette méthode pour appliquer des variations de succion matricielle afin d'obtenir la relation entre les variations du débit d'eau et la succion existante.

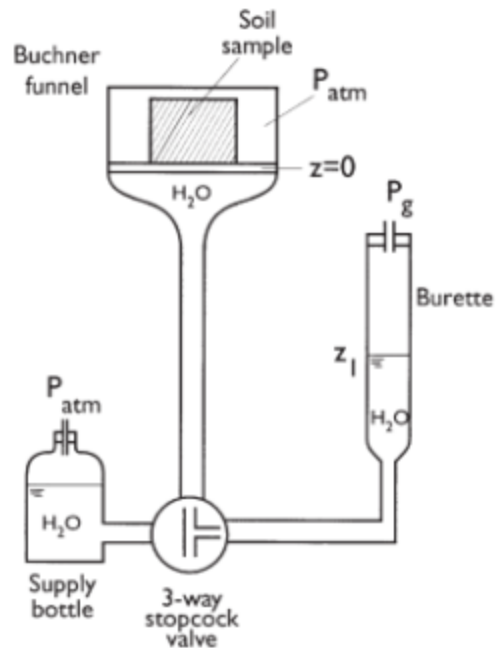


Figure 2.4 Mise en place de la technique conventionnelle de la CEN

2.4. Courbe de rétention d'eau

Selon le niveau de succion du sol, le sol non saturé peut retenir différents niveaux d'eau, expressément ; divers états de continuité de l'eau sont possibles. La relation entre la succion du sol et la quantité d'eau retenue dans les pores est illustrée par des courbes de rétention d'eau du sol (CRE) ou des courbes caractéristiques de l'eau du sol. Tout comme les paramètres de résistance au cisaillement et les caractéristiques de changement de volume, le CRE est également une propriété du sol qui dépend de nombreux facteurs tels que la distribution granulométrique (DG), la structure du sol et la texture du sol.

Pour obtenir un CRE, deux procédures sont possibles: le processus de mouillage et le processus de séchage. Pendant le processus de séchage, on laisse l'eau s'écouler ou s'évaporer sous l'application d'une charge mécanique. Lorsqu'un échantillon de sol saturé est soumis à l'augmentation de succion, le ménisque d'eau tend à compenser les forces de déséquilibre, donc, il tire vers l'intérieur, ce qui résulte en une plus grande résistance à l'entrée d'air à la phase d'eau. Au fur et à mesure que la succion du sol augmente, à une succion donnée, l'air est capable d'entrer et de se diffuser à travers les pores de l'eau. Cette succion est appelée succion de la valeur d'entrée

d'air (s_{AEV}). Avant la succion de l'entrée d'air, l'échantillon de sol est essentiellement saturé, mais la pression de l'eau interstitielle est relativement négative. Après la succion de l'entrée d'air, alors que le processus de séchage se poursuit, l'eau est forcée de s'écouler, l'air se diffuse à travers les pores et le degré de saturation diminue dans un état non saturé, qui peut être considéré comme une transition ou un état funiculaire jusqu'à ce qu'il atteigne un état résiduel ou pendulaire. À l'état résiduel, la continuité de la phase aqueuse est minimisée tandis que l'air occupe la plupart des espaces poreux. L'eau dans cet état est attirée par les particules du sol ou reste entre les palettes de minéraux argileux par liaison chimique et hydroélectrique. Du point de vue théorique, le CRE atteint zéro à la succion maximale du sol (s_{max}) qui est d'environ 10^6 kPa de succion. Dans les études hydromécaniques, on croit que l'eau résiduelle sous forme de films d'eau adsorbée n'a pas de caractéristiques de la contrainte directe et n'influence pas par la suite les paramètres hydromécaniques [Gray et al. 2001; Tombolato et al. 2005; Pereira et al. 2009; Vlahinic et al. 2011; Fuentes et al. 2013]. Par conséquent, il est suggéré d'utiliser la définition du degré de saturation effectif, $S_{r,e}$ comme dans l'équation 2.7 dans la modélisation constitutive.

$$S_{r,e} = \frac{S_r - S_{r,r}}{1 - S_{r,r}} \quad \text{Équation 2.7}$$

Où S_r est le degré de saturation, et $S_{r,r}$ est le degré de saturation résiduel qui représente la quantité d'eau dans les pores lorsque le sol atteint l'état résiduel.

Pendant le processus de mouillage tel que l'infiltration, cependant, la quantité d'eau dans les pores est faible et à mesure que l'eau augmente dans les pores, des ponts liquides se forment entre les particules à l'état pendulaire ou résiduel. Au fur et à mesure que la quantité d'eau augmente, les ponts liquides fusionnent et développent des amas liquides entre les particules à l'état funiculaire ou transitoire. Le processus de fusion de différents ponts liquides à l'état funiculaire est contrôlé par des paramètres micromécaniques, telles que la distribution des particules du sol, la distribution de la taille des pores et le nombre de contacts par particule. Selon la structure du sol, le sol devient saturé soit en se dissolvant ou en forçant l'air à sortir des pores, soit en retenant certaines quantités de bulles d'air discontinues et résiduelles. La Figure 2.5 montre le schéma CRE typique.

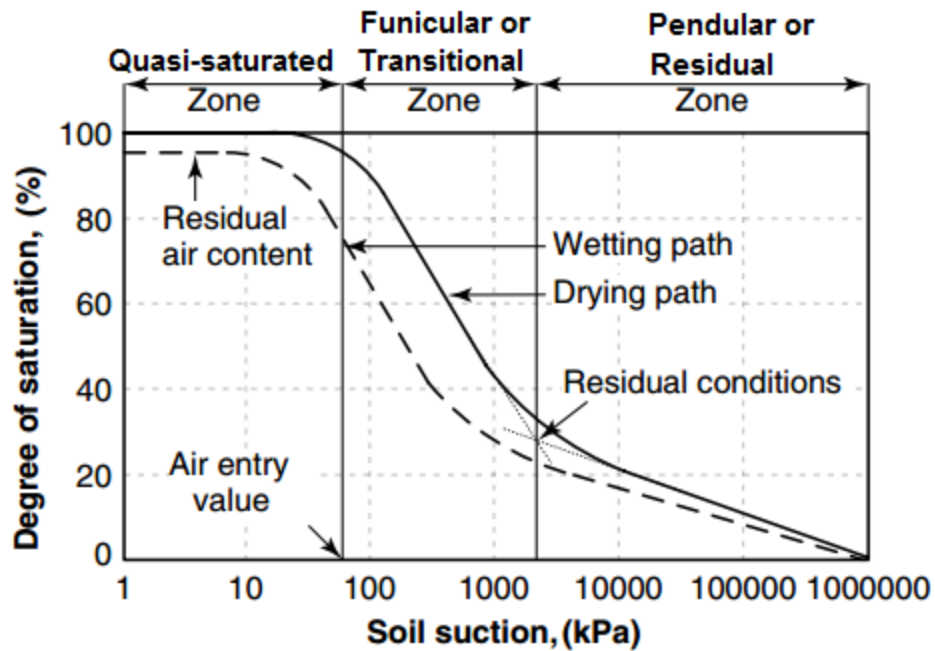


Figure 2.5 Démonstration typique de CRE

Comme on peut le voir à la Figure 2.5, il y a un écart entre le processus de mouillage et le processus de séchage. On s'attend généralement à ce que pendant les processus de séchage, le sol a tendance à retenir une plus grande quantité d'eau qu'à la même intensité de la succion pendant les processus de mouillage. En d'autres termes, le degré de saturation à une succion donnée dans un sol non saturé n'est pas identique dans la voie de séchage et de mouillage. Ce phénomène correspond à l'hystérésis hydraulique. L'hystérésis hydraulique implique le fait que la quantité d'eau retenue dans les micros, macropores ne peut être définie de façon unique par la valeur de la succion matricielle, et elle dépend des processus cycliques de séchage et de mouillage, de la structure du sol, de la distribution granulométrique, de l'infiltration, de la remontée capillaire, de l'évaporation et du drainage par gravité, de l'historique des contraintes, etc. Bien que [Goh et al. \[2014\]](#) et [Gallage et al. \[2016\]](#) aient observé que les spécimens de sols sable kaolin et limoneux ont une résistance au cisaillement différente pendant le processus de mouillage et de séchage, dans cette recherche, une telle observation est considérée comme dépassant le cadre de l'étude. Comme indiqué précédemment, la distribution granulométrique (DG) peut avoir un impact significatif sur la capacité de rétention d'eau, comme le montrent [Ghanbarian et al. \[2010\]](#) et [Chiu \[2012\]](#). Fondamentalement, les sols granulaires ont une capacité de rétention d'eau inférieure à celle des

sols fins. Ceci affecte à son tour le comportement hydromécanique des sols non saturés. Par exemple, le comportement des sols granulaires non saturés qui sont couramment utilisés dans la construction de structures géotechniques comme les remblais, les matériaux de drainage des lixiviats sont moins bien compris, alors que le comportement des sols limoneux ou argileux non saturés est étudié en profondeur. Le logiciel commercial n'est pas souvent bien codé pour aider les concepteurs à faire face aux difficultés des sols non saturés dans la pratique. Par conséquent, il est nécessaire de développer un contexte théorique et expérimental d'études non saturées afin que les modalisateurs constitutifs puissent par la suite étendre les modèles de sols saturés à l'état non saturé.

2.4.1 Les modèles de CRE

La mesure directe de la succion du sol et de la teneur en eau gravimétrique correspondante ou du degré de saturation des points de données sur l'ensemble de la gamme de succion du sol est une tâche difficile, coûteuse, longue et complexe, qui implique l'échantillonnage, le transport et la préparation des échantillons de laboratoire, ainsi que l'installation, l'entretien et la surveillance de l'instrumentation de terrain [Lu et al. 2004]. Pour éliminer ces obstacles, des modèles mathématiques sous forme d'équations ont été proposés comme approches alternatives aux techniques directes et aident à la prédiction continue de la CRE sur l'ensemble de la gamme de la succion du sol. Il existe différentes approches dans le développement des modèles CRE. En général, elles peuvent être classées en deux divisions. Les modèles théoriques ou conceptuels qui sont basés sur des modèles à pores tels que le faisceau de colonnes capillaires et les modèles à double porosité. Bien qu'il s'agisse de l'une des plus anciennes approches de modélisation du comportement de rétention d'eau dans le sol, les modèles théoriques ne sont pas largement utilisés en raison de leurs hypothèses limitatives et de leur caractère pratique. L'autre division, qui s'appuie sur la modélisation empirique des données sur la rétention d'eau du sol dans la littérature, est communément utilisée comme approche valide pour estimer le CRE pour l'ensemble de la plage de succion du sol. Ces modèles empiriques peuvent être subdivisés en quatre catégories différentes :

1. Les modèles qui mettent en corrélation la quantité d'eau dans les pores comme la teneur en eau gravimétrique ou le degré de saturation à une succion donnée du sol à des propriétés spécifiques du sol telles que D_{10} (taille du tamis pour un passage de 10%) et la porosité par

une analyse de régression suivie d'une procédure d'ajustement de courbe [Hutson et al. 1987 et Aubertin et al. 1998].

2. Les modèles qui utilisent une équation mathématique et relient les variables du modèle mathématique aux propriétés de base du sol telles que la distribution granulométrique (DG) et la densité sèche à l'aide d'une analyse de régression [Lee et al. 2014].
3. Les modèles basés sur les approches physio-empiriques qui convertissent le DG en distribution de la taille des pores (DG) qui, en retour, est liée à la quantité d'eau stockée dans les pores [Fredlund et al. 1997 et Zapata et al. 2003].
4. Les modèles basés sur les méthodes d'intelligence artificielle telles que les réseaux de neurones, la programmation génétique et d'autres méthodes d'apprentissage automatique [Johari et al. 2006].

Dans la littérature, les deuxièmes et troisièmes sous-catégories de modèles empiriques figurent parmi les modèles CRE les plus couramment utilisés. En général, ces équations d'ajustement des courbes peuvent approximer la forme générale des données obtenues sur la rétention d'eau du sol dans les laboratoires. Leur précision dépend de la précision de la fonction mathématique et du nombre de paramètres d'ajustement incorporés dans le modèle. En ce sens, quatre modèles de paramètres d'ajustement tels que [Van Genuchten, 1980; Fredlund et al. 1994; Omuta et al. 2009] sont supérieurs à trois et deux modèles de paramètres tels que Brooks et al. [1964]. Le Tableau 2.3 présente la version résumée des modèles empiriques les plus courants dans la littérature. Dans le cadre de cette étude, le modèle bien connu de Van Genuchten est choisi comme modèle empirique CRE pour évaluer et étudier les données obtenues sur la rétention d'eau dans le sol. En termes de degré de saturation, le modèle de Van Genuchten peut s'écrire comme suit:

$$S_{r,e} = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{(u_a - u_w)}{\alpha}\right)^n\right]^m} \quad \text{Équation 2.8}$$

Où n , m et α sont des paramètres d'ajustement empiriques liés à la distribution de la taille des pores et à la succion correspondante de la valeur d'entrée d'air.

Tableau 2.3 Les modèles empiriques typiques des CRE dans la littérature [Too et al. 2014]

Reference	Mathematical model	Fitting parameters
Campbell (1974)	$\theta(h) = \theta_s (\alpha h)^\lambda$	$\theta_s, \alpha, \lambda$
Tani (1982)	$\theta(h) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) [1 + (\alpha h) e^{-\alpha h}]$	$\theta_r, \theta_s, \alpha,$
Exponential	$\theta(h) = (\theta_r + \theta_s) e^{-\alpha h}$	$\theta_r, \theta_s, \alpha,$
van Genuchten (1980)	$\theta(h) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) [1 + (\alpha h)^n]^{-(\frac{1}{1-n})}$	$\theta_r, \theta_s, \alpha, n$
Gardner (1958)	$\theta(h) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) [1 + (\alpha h)^n]^{-1}$	$\theta_r, \theta_s, \alpha, n$
Brooks-Corey (1964)	$\theta(h) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) (\alpha h)^{-\lambda}$	$\theta_r, \theta_s, \alpha, \lambda$
Kosugi (1999)	$\theta(h) = \theta_r + \frac{1}{2} (\theta_s - \theta_r) \operatorname{erfc} \left[\frac{\ln(h/h_m)}{\sigma \sqrt{2}} \right]$	$\theta_r, \theta_s, \sigma, h_m$
Fredlund-Xing (1994)	$\theta(h) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left\{ \ln \left[2.7183 + (\alpha h)^n \right] \right\}^m}$	$\theta_r, \theta_s, \alpha, n, m$
van Genuchten (1980)	$\theta(h) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) [1 + (\alpha h)^n]^{-m}$	$\theta_r, \theta_s, \alpha, n, m$
Biexponential (Omuto, 2009)	$\theta(h) = \theta_r + \theta_{s1} e^{-\alpha_1 h} + \theta_{s2} e^{-\alpha_2 h}$	$\theta_{s1}, \theta_{s2}, \alpha_1, \alpha_2, \theta_r,$

2.5. Caractéristique de résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement du sol est une propriété intrinsèque du matériel qui dépend généralement de la variété de facteurs, y compris la minéralogie, la morphologie des particules et la configuration inter-particulaire connue sous le nom de structure du sol. La description macroscopique de ces facteurs est souvent illustrée par des paramètres empiriques tels que la cohésion et l'angle de frottement interne. Ces paramètres des matériaux, ainsi que les variables d'état de contrainte et les modèles de comportement, définissent si les sols sont stables ou non. Ainsi, il est essentiel d'avoir une vue précise des variables d'état de contrainte dans les milieux de sol, qu'il soit en état saturé ou non saturé, avant toute procédure d'analyse et de conception du sol.

2.5.1 Théorie de la contrainte effective de Terzaghi

La complexité du comportement du sol en raison de sa nature multiphasé a incité les chercheurs à simplifier les variables de contrainte nécessaires à la conception et à l'analyse. Dans la condition saturée ou complètement sèche, ceci est fait par la théorie expérimentale de la contrainte effective de [Terzaghi](#) [1943]. D'après la contrainte effective de Terzaghi ; tous les effets mesurables d'un changement de contrainte du sol, c'est-à-dire la compression, la déformation, la modification de la résistance au cisaillement, sont exclusivement dus à des changements de contrainte effective. En utilisant la théorie des contraintes effectives de Terzaghi comme dans l'équation 2.9, un milieu biphasé tel qu'un sol saturé ou complètement sec peut être considéré comme un matériau monophasé équivalent comme dans la Figure 2.6.

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u_w \delta_{ij} \quad \text{Équation 2.9}$$

Dans l'équation 2.9, σ'_{ij} est la contrainte effective agissant comme contrainte inter-particulaire dans le sol, σ_{ij} est la contrainte totale créée en raison du poids propre du sol ou de la charge externe agissant sur le sol, u_w est la pression positive de l'eau interstitielle, et δ_{ij} est le delta de Kronecker.

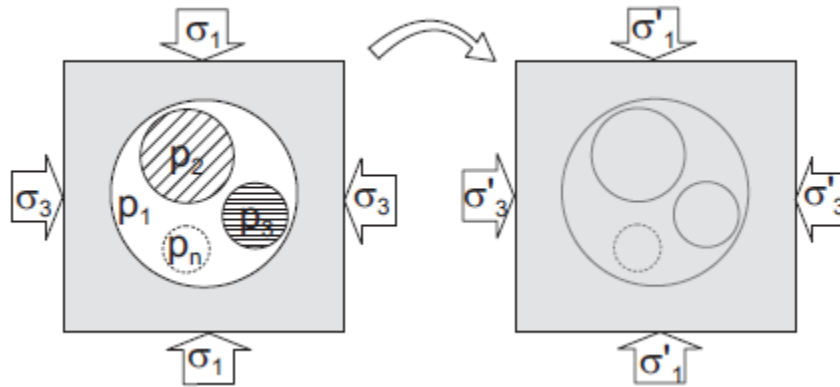


Figure 2.6 Conversion d'un matériau multiphasé en un matériau monophasé mécaniquement équivalent [[Nuth et al](#), 2008]

L'état de contrainte effective contrôle si une masse de sols donnée est dans un état de stabilité ou est au bord de la rupture. La théorie de la contrainte effective en mécanique des sols saturés a été largement utilisée avec des critères de rupture et des modèles de déformation pour évaluer et

prédire le comportement du sol. Puisque l'objectif de cette étude est d'évaluer les caractéristiques de résistance au cisaillement des sols granulaires non saturés, les études de déformation des sols granulaires sont ignorées et seulement les caractéristiques de résistance du sol sont examinées.

2.5.2 Caractéristique de résistance au cisaillement saturé

Les caractéristiques de résistance au cisaillement des sols peuvent être déterminées à partir des résultats d'essais de cisaillement directs et d'essais triaxiaux en laboratoire.

Certaines des plus grandes différences entre ces méthodes sont [[Castellanos et al. 2013](#)]

1. Les conditions aux limites de déformation,
2. Les orientations du plan de rupture et
3. L'orientation des contraintes principales

Dans l'appareil triaxial, les contraintes principales intermédiaires et mineures sont égales et sont spécifiées normalement au début de l'essai comme la pression de confinement. En cisaillement direct, les magnitudes des contraintes principales intermédiaires et mineures ne sont pas connues et sont contrôlées par la contrainte verticale qui peut être considérée comme la pression de confinement. Comparé aux essais triaxiaux, l'essai de cisaillement direct comporte certaines limitations telles que la non-uniformité des contraintes et des déformations à l'intérieur de l'échantillon, et des défauts dus à un plan de rupture restreint.

En cas de non-uniformité des contraintes, une rupture progressive peut se produire, ce qui est la condition où la résistance maximale au cisaillement n'est pas mobilisée en tous les points du plan de rupture au même moment. Ceci est dû à la distribution non uniforme de la déformation dans le plan de rupture combinée à la caractéristique de ramollissement du sol, en particulier pour les argiles surs consolidées et les sols granulaires denses.

Concernant l'appareil à cisaillement direct, il y a différentes vues sur la non-uniformité des contraintes dans la littérature. Par exemple, [Hvorslev \[1960\]](#) a mesuré les déplacements horizontaux le long du plan de rupture dans un appareil de cisaillement direct et a constaté que les déformations survenues ne sont pas réparties uniformément, ce qui crée la rupture progressive. Pourtant, des études de [Potts et al. \[1987\]](#) ont montré bien qu'il existe une concentration de contrainte sur le plan de rupture de l'appareil de cisaillement direct, au moment de la rupture, les

contraintes sur le plan de rupture sont plus ou moins uniformes et la résistance au cisaillement maximale mesurée n'est pas affectée par une rupture progressive.

Dans les essais de cisaillement direct, l'orientation des contraintes principales sur le plan de rupture varie pendant la phase de cisaillement de l'essai et l'orientation finale est inconnue alors que l'orientation du plan de rupture est prédéterminée comme étant près du point médian entre les moitiés supérieure et inférieure de la boîte de cisaillement. D'autre part, dans l'appareil triaxial, l'orientation du plan de rupture est contrôlée par la structure du sol et les propriétés de résistance du sol. Les essais de cisaillement direct présentent un avantage distinct par rapport aux essais triaxiaux dont la longueur du champ de drainage associée à l'essai triaxial avec égalisation de la pression de l'eau interstitielle est considérablement plus courte. Malgré les limites des appareils de cisaillement directs conventionnels, ils restent les principaux outils dans les laboratoires [Potts et al. 1987; Shibuya et al. 1997; Lings et al. 2004].

Il existe des preuves expérimentales et numériques pour confirmer le fait qu'à l'état de pic, l'essai de cisaillement direct peut produire des données significatives, et dans la zone de cisaillement, la déformation se rapproche d'un cisaillement simple [Jewell et al. 1987].

Le but de ces essais est d'obtenir la courbe contrainte-déformation du sol qui dépend de plusieurs facteurs tels que l'historique de contrainte du sol, la contrainte appliquée, la structure du sol, le remplissage des pores et la pression interstitielle. Comme le comportement du sol est essentiellement non linéaire, même à l'état élastique, on rencontre généralement deux types de courbes contrainte-déformation. Pendant la charge statique, pour les sols sur consolidés, durs et denses, un comportement élastique non linéaire est suivi d'un état de pic (comportement fragile), d'une zone de ramollissement de déformation plastique et d'un plateau pour les grandes déformations comme sur la Figure 2.7(a) la raison de ce comportement est le verrouillage qui existe entre les particules en plus de la résistance au frottement avant la rupture par le cisaillement. Ce verrouillage aux points de contact des particules diminue graduellement quand la déformation augmente, ce qui entraîne une augmentation du volume du sol sous forme de dilatance comme indiqué à la Figure 2.7(b).

Pour les sols normalement consolidés, mous et lâches, au contraire, le comportement élastique non linéaire est simplement suivi d'une augmentation vers un plateau pour les grandes déformations comme dans la Figure 2.7(a). Le sol se comprime progressivement et devient plus dense jusqu'à atteindre un indice des vides connu sous le nom d'indice des vides critiques (voir Figure 2.7)

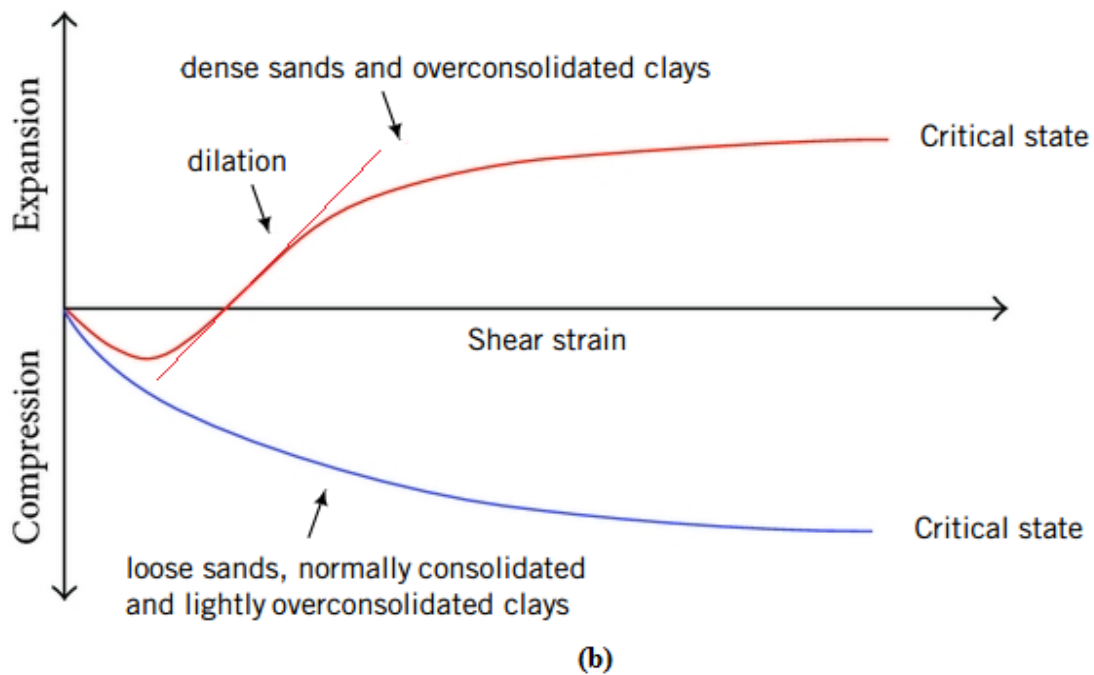
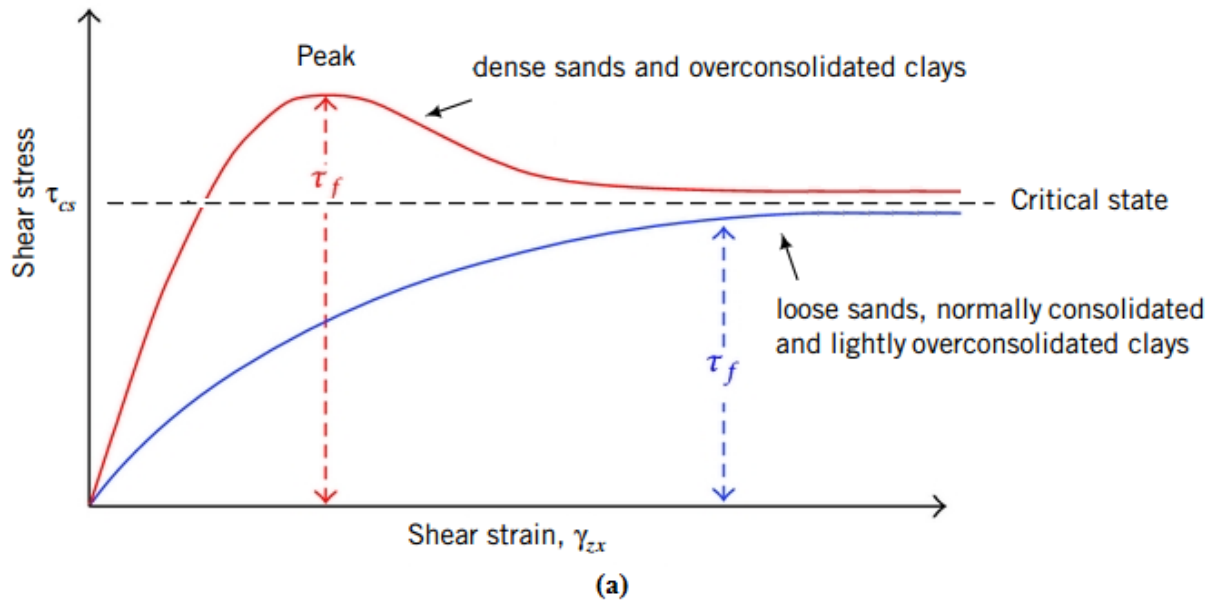


Figure 2.7 Réponse de la résistance au cisaillement en termes de (a) contrainte-déformation (b) contrainte-déformation.

Le critère de défaillance le plus conventionnelle et préliminaire pour mesurer les caractéristiques de résistance au cisaillement des sols sont le modèle de Mohr-Coulomb tel qu'il est présenté par l'équation suivante qui est couramment utilisé dans les logiciels commerciaux.

$$\tau_f = \sigma_f \times \tan\phi + c \quad \text{Équation 2.10}$$

Ou c et ϕ sont la cohésion du sol et l'angle de frottement pour la condition saturée. Ce modèle linéaire parfaitement plastique est capable de décrire l'état non drainé et drainé avec une surface de rupture fixe. Deux désavantages pour la limite du critère de Mohr-Coulomb peuvent être pris en considération. La première est le fait que la contrainte principale, σ_1 est indépendante de la contrainte moyenne, σ_m , ce qui conduit à sous-estimer la limite d'élasticité du matériau et à ne pas correspondre aux résultats des essais tels que rapportés par [Mogi 1971; Al-Ajmi et al. 2005; Colmenares et al. 2002]. La seconde est la trace de la surface de rupture fixe sur le plan déviateur est un hexagone irrégulier qui empêche la convergence dans la théorie d'écoulement plastique en raison des 6 coins aigus [Jiang et al. 2011].

En réalité, les sols se comportent souvent de façon non linéaire lorsqu'ils sont soumis aux contraintes ou aux déformations. La rigidité du sol dépend de différents paramètres, y compris le niveau de contrainte, le champ de contrainte et le niveau de déformation. De nombreux modèles sont disponibles dans la littérature pour expliquer les déficiences du critère de Mohr-Coulomb. Par exemple, le modèle de « Hardening Soil » tient compte du comportement élastique non linéaire, d'écrouissage plastique du sol et de la dépendance de la rigidité du sol par rapport aux contraintes, comme montré à la Figure 2.8. De plus amples informations concernant l'application de ces modèles seront présentées dans la section 2.6.

L'utilisation de la théorie des contraintes effectives dans la condition saturée en laboratoire et en chantier a incité les chercheurs à étendre les critères de rupture du cisaillement à l'état non saturé. Cependant, en considérant plus d'une phase fluide avec le comportement mécanique différent, il est plus difficile d'étudier les sols non saturés. Généralement, il est entendu que la succion du sol a un rôle important sur le comportement des particules liées aux contraintes, car les contraintes inter-particulaires augmentent à mesure que la succion du sol se développe dans le milieu du sol. Ainsi, avant l'élaboration de tout critère de rupture pour l'état non saturé, une compréhension complète des variables d'état de contrainte est nécessaire. En ce qui concerne la succion du sol et son impact sur la résistance au cisaillement, il existe trois écoles de pensée concernant les contraintes inter-particulaires qui seront présentées dans la section suivante.

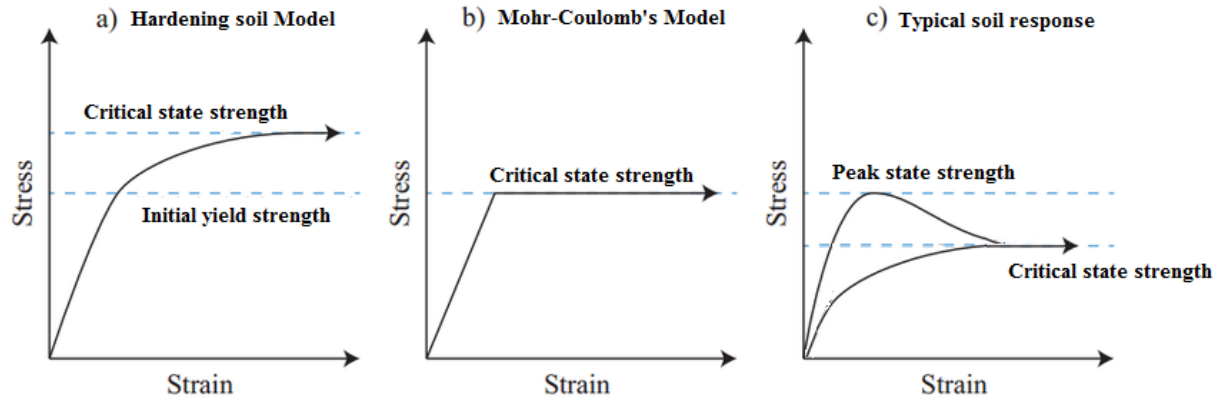


Figure 2.8 Comparaison entre (a) le modèle de « Hardening Soil » (b) le modèle de Mohr-Coulomb et (c) la réponse typique du sol.

2.5.3 Cadres d'état de la contrainte non saturées

La résistance au cisaillement d'un sol pourrait être associée à l'état de contrainte dans un sol saturé et non saturé. Les modèles de comportement de résistance au cisaillement fournissent une équation mathématique reliant les composantes du tenseur d'état de contrainte. Le critère de résistance au cisaillement choisi pourrait être utilisé pour étendre la présentation de la résistance au cisaillement du sol saturé à la condition du sol non saturé en tenant compte de la définition de l'état de contrainte la plus appropriée. Le choix du cadre d'état de la contrainte appropriée pour étudier le comportement global des sols non saturés dépend de la convenance du problème selon Nuth et al. [2008]. La section suivante donne un résumé des écoles de pensée pour caractériser la résistance au cisaillement non saturée.

1. L'approche de la contrainte effective de Bishop

L'approche la plus ancienne pour définir l'état de contrainte des sols non saturés fait contribuer la succion du sol à la contrainte inter-particulaire en ce sens que toute augmentation de la succion du sol augmente la contrainte effective. La forme générale de la contrainte effective dans ce cas est présentée dans l'équation 2.11.

$$\sigma'_{ij}(s) = \sigma_{ij} + \psi p \delta_{ij} \quad \text{Équation 2.11}$$

Dans lequel, $\sigma'_{ij}(s)$ est la contrainte effective du sol non saturé, σ_{ij} est la contrainte totale du sol entièrement saturé, ψ est le facteur d'échelle dépendant de l'état de la phase fluide et p est le déficit de pression causé par la succion du sol. Le modèle le plus accepté pour les sols non saturés a été proposé par la contrainte effective de Bishop [Bishop, 1959]. L'équation 2.11 démontre la théorie de Bishop dans laquelle le premier terme quantifie la contrainte nette et le second terme montre la succion matricielle. $\chi = \psi$ est connu comme le paramètre de contrainte effective qui, selon Bishop, est lié au degré de saturation, aux cycles d'hystérésis et à l'historique des contraintes ou à la saturation complète χ est égal à l'unité et à l'état sec est égal à zéro.

$$\sigma'_{ij} = (\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}) + \chi(u_a - u_w) \delta_{ij} \quad \text{Équation 2.12}$$

L'équation ci-dessus implique qu'une partie de la contrainte effective dans un sol non saturé provient de la pression des fluides dans les pores du sol, ce qui signifie que, comme la théorie des contraintes effectives de Terzaghi, la connaissance de deux composantes, l'une résultante de la contrainte totale et l'autre de la pression du fluide, serait suffisante pour décrire l'état non saturé [Jennings et al. 1962]. La principale caractéristique de la contrainte effective de Bishop est sa capacité à s'étendre à partir de la contrainte effective de Terzaghi simplement en connaissant la succion du sol. L'équation 2.12 a été théoriquement prouvée par Skempton [1984] en considérant les lois de contact simplifiées. Toutefois, en ce qui concerne la définition réelle de la contrainte effective telle que présentée à la section 2.5.1 signifie les contraintes inter-particulaires et pas la contrainte moyenne. Cela veut dire que quand les pores sont remplis à l'état saturé, la pression de l'eau interstitielle est appliquée sur les particules dans un plan arbitraire dans toutes les directions tandis que la pression négative de l'eau interstitielle n'est appliquée que sur la proportion de l'espace vide parmi les particules. Cela peut être considéré comme l'un des principaux défauts théoriques de l'approche de la contrainte effective de Bishop.

2. L'approche des deux variables de contrainte indépendantes.

Concernant les limitations de la contrainte effective de Bishop, les chercheurs ont changé leur point de vue vers une nouvelle approche qui a été largement proposée par Fredlund et al. [1977].

Ils ont proposé que le comportement mécanique des sols non saturés soit contrôlé par les mêmes variables de contrainte qui contrôlent l'équilibre de contrainte des phases individuelles.

N'importe quel ensemble de variables d'état de contrainte comme dans les équations 2.13 à 2.15 peut être utilisé pour développer un cadre de contrainte-déformation, cependant, les variables de l'équation 2.15 sont plus favorisées parce qu'elles peuvent offrir une meilleure présentation du comportement physique du sol non saturé du point de vue macroscopique et peuvent facilement être utilisées dans la pratique.

$$(\sigma_{ij} - u_a) \text{ and } (u_a - u_w) \quad \text{Équation 2.13}$$

$$(\sigma_{ij} - u_w) \text{ and } (u_a - u_w) \quad \text{Équation 2.14}$$

$$(\sigma_{ij} - u_a) \text{ and } (\sigma_{ij} - u_w) \quad \text{Équation 2.15}$$

Par conséquent, l'attention concernant la modification de la contrainte effective de Terzaghi pour les sols non saturés a été orientée vers la modification et le développement de modèles constitutifs qui peuvent utiliser à la fois la contrainte nette et la succion matricielle. L'approche des deux variables de contrainte indépendantes a permis aux chercheurs de développer des modèles de comportement mécanique avec des composants séparés de parties mécaniques et hydrauliques où les plans de charge expérimentaux conventionnels peuvent encore être utilisés sans impliquer les propriétés du matériau.

Avec l'aide de cette nouvelle école de pensée, les chercheurs ont pu étendre l'hypothèse du comportement élastique et se transformer en comportement élastique-plastique en élargissant les modèles constitutifs existants non seulement pour le comportement mécanique, mais aussi pour le comportement thermo-hydromécanique des sols non saturés [Romero et al. 1999; Gens 1993]. D'autre part, comme l'une des déficiences de cette approche, la plupart des recherches se sont concentrées sur les cadres constitutifs plutôt que sur la nature réelle de la contrainte interparticulaire. En fait, dans cette approche, en raison de la simplicité des variables de contrainte, la description du comportement complexe des sols non saturés tels que l'hystérésis hydraulique, l'effondrement par mouillage, etc. est intégrée dans des modèles constitutifs complexes. En outre, les études de Khalili et al. [2004] ont soutenu la base théorique de deux variables indépendantes de l'état de contrainte en indiquant le fait que les hypothèses de Fredlund et al. [1977] ne sont que

correctes si le sol non saturé est considéré comme un milieu monophasé. Dans les milieux multiphasiques, tels que les sols saturés et non saturés, l'état de contrainte de chaque phase dépend des propriétés de cette phase ainsi que des autres phases du milieu. Ceci est nécessaire pour assurer la compatibilité des déformations entre les phases. Du point de vue de la mécanique du continuum, la succion matricielle et la contrainte nette sont deux contraintes indépendantes, non additives, dont l'une décrit les contraintes à l'échelle macroscopique (globale), c'est-à-dire la contrainte nette, et l'autre à l'échelle microscopique (locale) des pores, c'est-à-dire la succion matricielle. Autrement dit, le cumul d'échelles peut conduire à des équations constitutives complexes avec des relations contraintes-déformations difficiles à traiter.

Plusieurs autres problèmes ont conduit les chercheurs à essayer de trouver une autre approche pour définir les contraintes inter-particulaires à l'état non saturé. [Khalili et al. \[1996\]](#) ont déclaré que l'utilisation de la théorie des contraintes effectives, même dans la condition saturée, n'est appliquée que pour la gamme de déformation élastique. Il est donc tout à fait naturel que certains phénomènes hydromécaniques tels que l'effondrement par mouillage ne puissent pas être modélisés à l'aide de la contrainte effective de Bishop. Les nouvelles preuves de [Khalili et al. \[2004\]](#) et [Nuth et al. \[2007\]](#) ont prouvé qu'il est possible de prédire la résistance au cisaillement et le changement de volume à l'état non saturé avec un concept de contrainte effective modifiée si une bonne relation entre χ et succion matricielle peut être obtenue. Ainsi, il a été suggéré qu'une sorte de variable de contrainte telle que la contrainte effective de Bishop peut être utilisée au lieu de la contrainte nette pour surmonter l'inconvénient de l'approche variable de contrainte indépendante.

3. *L'approche de la contrainte effective modifiée de Bishop*

Si l'on considère les paramètres de contrainte effective dans l'équation 2.11 comme un facteur de mise à l'échelle entre les comportements à l'échelle microscopique et macroscopique, il existe de nombreux modèles proposés pour remplacer χ tels que ceux de [Kohgo et al. \[1993\]](#), [Oberg et al. \[1997\]](#) et [Khalili et al. \[1998\]](#). Selon [Gens et al. \[2006\]](#), la plupart des contraintes effectives modifiées peuvent être rédigé comme l'équation suivante :

$$(\sigma - u_a) + \mu_1(s, \dots); \mu_2(s, \dots) \quad \text{Équation 2.16}$$

Où μ_1 et μ_2 sont des fonctions de la succion du sol et d'autres variables telles que le degré de saturation. Si μ_1 ne dépend que de la succion du sol, l'équation 2.16 corrige les limitations des deux variables de contrainte indépendantes telles que l'incohérence thermodynamique, la transition d'un état non saturé à la saturation complète et la modélisation des effets de l'hystérésis hydraulique. Un exemple de tels modèles est présenté par [Zargarbakhshi et al. \[2010\]](#) comme dans l'équation 2.17 pour inclure l'hystérésis hydraulique dans la définition de la contrainte effective.

$$\chi = \begin{cases} \left(\frac{s_{rd}}{s_{ae}}\right)^{-\Omega} \left(\frac{s}{s_{rd}}\right)^{\xi} & \text{pour séchage} \\ \left(\frac{s_{rw}}{s_{ex}}\right)^{-\Omega} \left(\frac{s}{s_{rw}}\right)^{\xi} & \text{pour mouillage} \end{cases} \quad \begin{matrix} \left(\frac{s_{ex}}{s_{ae}}\right)^{\frac{\Omega}{\Omega+\xi}} s_{rd} \leq s \leq s_{rd} \\ s_{rw} \leq s \leq \left(\frac{s_{ae}}{s_{ex}}\right)^{\frac{\Omega}{\Omega+\xi}} s_{rw} \end{matrix} \quad \text{Équation 2.17}$$

Où ξ est la pente de la ligne de transition entre les champs principaux de séchage et de mouillage dans un plan $\ln \chi - \ln s$ comme dans la Figure 2.9. s_{rd} et s_{rw} sont les points d'inversion de la succion du sol sur les champs principaux de séchage et de mouillage. s_{ae} et s_{ex} sont l'entrée d'air et la succion d'expulsion d'air, et Ω est le paramètre d'ajustement du matériau.

Ce type de contrainte effective modifiée manque d'information sur le rôle de la quantité d'eau dans la contrainte inter-particulaire. Ainsi, certains chercheurs ont tenté de remplacer le χ par d'autres variables telles que le degré de saturation. [Schrefler \[1984\]](#) a été parmi les premiers à proposer le modèle de contrainte effective généralisée de Bishop comme dans l'équation 2.18 dans laquelle $\chi = S_r$ pour impliquer la composante volumétrique de la succion du sol dans les contraintes inter-particulaires.

$$\sigma'_{ij} = (\sigma_{ij} - u_a) + S_r(u_a - u_w)\delta_{ij} \quad \text{Équation 2.18}$$

[Houlsby \[1996\]](#) a évalué la contrainte effective généralisée de Bishop du point de vue thermodynamique et a déclaré que le degré de saturation peut être un bon candidat pour remplacer χ si le travail de l'interface air-eau ou de la peau contractile est ignoré. Ce modèle est mis en œuvre avec succès par les chercheurs comme [Jommi \[2000\]](#), [Nuth et al. \[2009\]](#) et [Wheeler et al. \[2003\]](#) dans la modélisation constitutive et l'analyse numérique.

Malgré la simplicité de l'équation 2.18, les études de [Pereira et al. \[2010\]](#), [Fuentes et al. \[2013\]](#) et [Laloui et al. \[2003\]](#) suggèrent que le degré de saturation surestime la contribution de la succion matricielle à la contrainte effective, particulièrement au niveau élevé de succion du sol et χ comme facteur de mise à l'échelle est lié au degré de saturation et est une fonction de la porosité et de la succion matricielle elle-même. Pour résoudre le problème de mise à l'échelle à haut niveau de succion qui est un cas fréquent dans les matériaux fins, [Alonso et al. \[1990\]](#) ont suggéré d'utiliser le degré de saturation effectif donné dans l'équation 2.8 qui limite la variation du volume d'eau dans les pores à la quantité d'eau qui n'est pas piégée dans la microstructure. Malgré la simplicité de la contrainte effective généralisée de Bishop, même dans son format corrigé, elle ne fournit pas d'informations significatives sur les mécanismes micromécaniques responsables de la succion du sol et leur relation correspondante avec les contraintes inter-particulaires. En plus des limitations ci-dessus, la contrainte effective généralisée de Bishop complique les prédictions expérimentales du champ de contrainte puisque les variables de l'état de contrainte sont fortement dépendantes. Les tentatives visant à améliorer le rendement de la contrainte effective modifiée de Bishop ont conduit à une autre vision de la contrainte inter-particulaire dans un état non saturé, connue sous le nom de cadre caractéristique de la contrainte de succion, qui est présenté dans la section suivante.

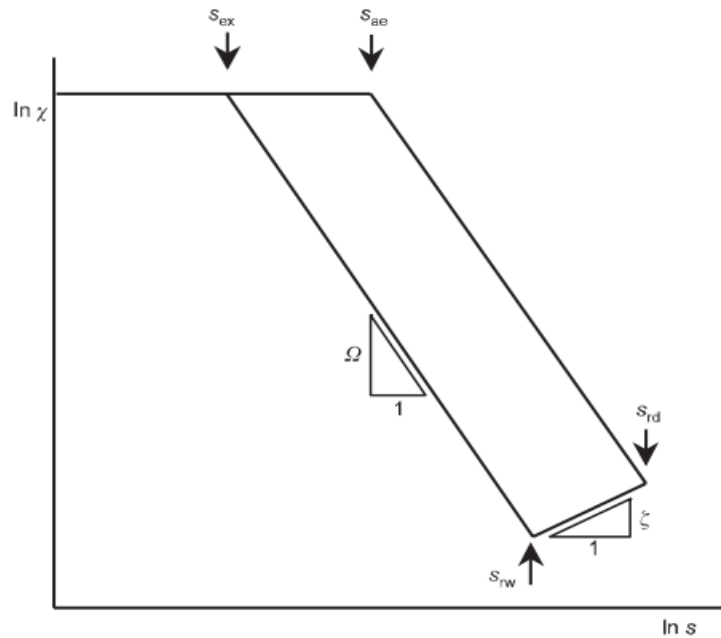


Figure 2.9 Évolution de la contrainte effective avec hystérésis hydraulique [[Zargarbakhshi et al. 2010](#)]

4. Cadre de la contrainte de succion caractéristique

Dans la recherche d'une approche appropriée pour définir la contrainte effective dans condition non saturée, [Lu \[2008\]](#) a déclaré que si le travail de l'interface entre la phase gazeuse et la phase liquide est ignoré, le conjugué de $S_e(u_a - u_w)$ peut agir comme un état de contrainte macroscopique et peut être additionné par la contrainte nette, c'est-à-dire $(\sigma - u_w)$. [Lu et al. \[2006\]](#) et [Lu et al. \[2010\]](#) ont développé les approches caractéristiques des contraintes de succion dans lesquelles les interactions moléculaires-force entre les phases solide et fluide sont impliquées dans la dérivation des contraintes effectives comme dans l'équation 2.19:

$$\sigma'_{ij} = (\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}) - \sigma_s \delta_{ij} \quad \text{Équation 2.19}$$

σ'_{ij} est la contrainte totale normale, u_a est la pression d'air des pores et δ_{ij} est le delta de Kronecker. σ_s , défini comme contrainte de succion, correspond aux contraintes physicochimiques interparticulaires provenant des forces absorbantes de l'interaction électrique à double couche, de l'attraction Van der Waals et de la force capillaire qui agit comme une contrainte de tension isotrope entre les particules. L'équation 2.19 fournit un moyen efficace de décrire l'état de contrainte des sols en étendant la théorie des contraintes effectives de [Terzaghi \[1943\]](#) à l'état non saturé. Le principe de la contrainte effective basée sur la succion dépasse la formulation originale de [Bishop \[1959\]](#) ou d'un cadre des deux contraintes variables indépendantes en incluant les contributions de l'eau absorbante et capillaire à la contrainte effective.

Contrairement au modèle de [Schrefler \[1984\]](#), la contrainte effective basée sur les contraintes de succion comme dans l'équation 2.19 utilise le degré de saturation effectif, $S_{r,e}$ dans l'équation 2.9 pour surmonter les limitations de la contrainte effective généralisée de Bishop et deux contraintes variables indépendantes. Dans ce cas, la continuité et la transition entre la contrainte effective de Terzaghi et la contrainte effective non saturée éliminent la nécessité d'étendre la surface de l'état critique saturé pour toute la gamme de degré de saturation [[Lu et al. 2006](#)].

$$\sigma_s \delta_{ij} = -S_{r,e}(u_a - u_w) \delta_{ij} \quad \text{Équation 2.20}$$

L'équation 2.20 montre la relation entre la contrainte de succion et le degré de saturation effective, et la succion du sol. D'après l'équation 2.20, la contrainte de succion est une fonction caractéristique de rétentions d'eau qui peut être tracée en relation avec la succion du sol et est communément appelée la courbe de contraintes de succion caractéristique (CCSC). La CCSC dépend de la courbe de rétention d'eau du sol (CRE). Lu et al. [2014] ont exploré l'interrelation entre les CCSC et les CRE et ont découvert que les modèles mathématiques développés pour les CRE sont intrinsèquement liés à l'équation mathématique pour les CCSC dans l'équation 2.20. En d'autres termes, la CCSC peut être prédite essentiellement à l'aide des essais de rétention hydraulique et des modèles de rétention d'eau du sol. Lu et al. [2010] ont suggéré que le modèle bien connu de Van Genuchten [Van Genuchten, 1980] comme dans l'équation 2.8 peut être utilisé pour modéliser les données CRE. Le cadre de contraintes de succion présente certains avantages par rapport à d'autres cadres de contraintes disponibles. D'une part, contrairement à l'approche des deux contraintes variables indépendantes, elle peut présenter une définition pertinente des contraintes inter-particulaires en étendant la contrainte effective saturée. D'autre part, elle élimine le besoin de définir un paramètre de contrainte effective avec une interprétation microscopique peu claire comme dans la contrainte effective généralisée de Bishop. En outre, elle s'avère être thermodynamique alors qu'elle peut être mise en œuvre dans les théories conventionnelles de la mécanique des sols pour étendre le comportement saturé à l'état non saturé [Lu et al. 2010].

2.5.4 Caractéristique de résistance au cisaillement non saturé

La résistance au cisaillement des sols non saturés peut être étudiée en fonction de la convenance du problème tel que mentionné par Nuth et al. [2008] en appliquant une définition de l'état de contrainte expliquée à la section 2.5.3. L'équation 2.21 montre les critères de Mohr-Coulomb modifiés en utilisant la contrainte effective de Bishop [Bishop, 1959].

$$\tau_f(s) = c + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)]\tan\phi \quad \text{Équation 2.21}$$

Où $\tau_f(s)$ est la rupture par cisaillement non saturé, c est la cohésion drainée saturée et ϕ est l'angle de frottement drainé saturé comme représenté à la Figure 2.10. L'augmentation de la résistance au cisaillement due à la succion du sol est souvent observée comme une translation vers l'avant à

partir de l'enveloppe de rupture saturée. L'équation de Bishop avec le paramètre χ suggère que la même enveloppe de rupture s'applique pour les conditions saturées et non saturées. La succion du sol est censée modifier la contrainte normale nette lorsque les changements représentent une proportion de la succion du sol en cas de rupture. D'autre part, en utilisant deux contraintes variables indépendantes, les changements dans la résistance au cisaillement non saturé sont considérés comme une translation vers le haut de la condition saturée. Dans ce cas, les critères de Mohr-Coulomb peuvent être étendus comme dans l'équation 2.22.

$$\tau_f = (\sigma - u_a)\tan\phi' + (u_a - u_w)f_1 \quad \text{Équation 2.22}$$

Lorsque $(u_a - u_w)f_1$ associe l'effet de la succion du sol à la résistance au cisaillement et f_1 pourrait être développé linéairement ou même grandement non linéairement [Guathi et al. 1981; Escario et al. 1989; Escario et al. 1986]. Différents modèles ont été présentés dans la littérature pour définir f_1 afin de tenir compte de la contribution de succion sur la résistance au cisaillement. Par exemple, pour le cas de $f_1 = \tan\phi^b$ dans la Figure 2.11, on observe que la valeur de ϕ^b diminue à mesure que la succion augmente puisque la contribution de la succion matricielle à la résistance au cisaillement diminue quand la teneur en eau du sol approche de la teneur en eau résiduelle [Oloo et al. 1996]. Vanapalli et al. [1996] ont développé un modèle empirique et analytique pour prédire et évaluer la résistance au cisaillement non saturée en fonction de la succion du sol qu'implique le CRE. Dans le modèle Vanapalli et al. [1996], $f_1 = \theta_e \tan\phi$ où θ_e est la teneur en eau volumétrique effective qui élimine la nécessité de modifier les paramètres d'ajustement pour prédire la résistance au cisaillement non saturée. En utilisant deux contraintes variables indépendantes, les critères étendus de Mohr-Coulomb peuvent être considérés comme un espace tridimensionnel, comme le montre la Figure 2.10.

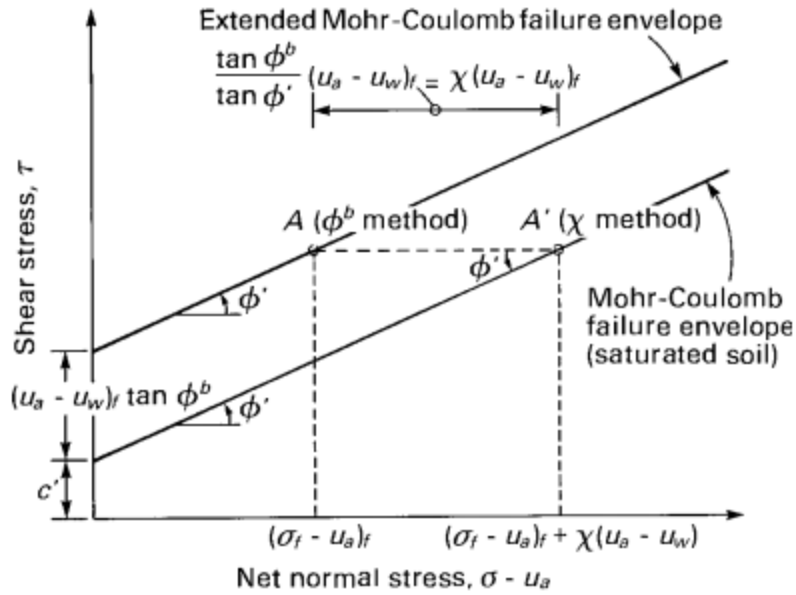


Figure 2.10 Comparaison de la contrainte effective de Bishop et de deux contraintes variables indépendantes dans la définition de la résistance au cisaillement non saturé [Fredlund et al. 2012].

Les versions modifiées du critère de rupture de Mohr-Coulomb en utilisant les cadres des contraintes effectives généralisées de Bishop et des contraintes de succion caractéristiques pour la condition non saturée sont présentées ci-dessous :

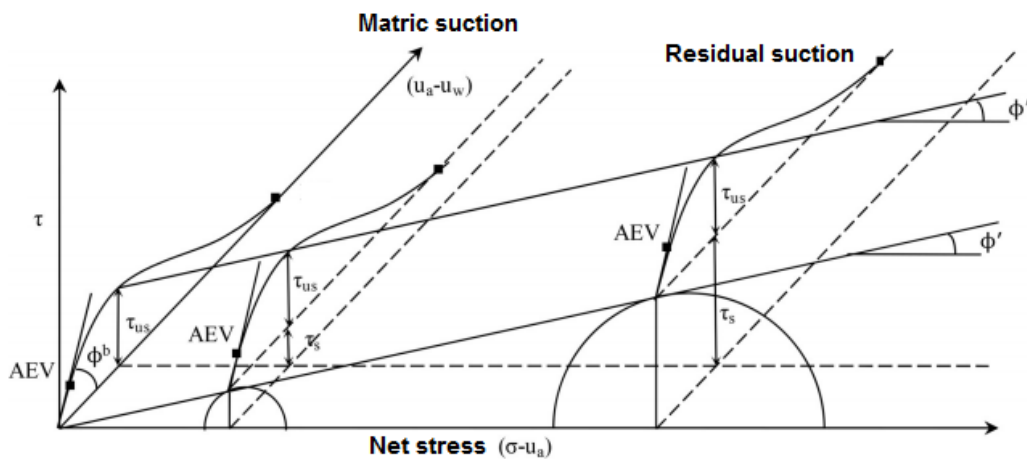


Figure 2.11 Illustration de la variation de la résistance au cisaillement non saturée à l'aide de deux contraintes variable indépendantes (adapté par Schnellmann et al. [2015]).

$$\tau_f(s) = c + [(\sigma - u_a) + S_r(u_a - u_w)]\tan\phi \quad \text{Équation 2.23}$$

$$\tau_f(s) = c + [(\sigma - u_a) - \sigma_s]\tan\phi \quad \text{Équation 2.24}$$

Où la cohésion drainée et l'angle de frottement sont indépendants de la succion du sol. Notez que dans le cadre de contrainte de succion caractéristique, l'angle de frottement peut ne pas être considéré comme une constante et indépendante de la succion du sol comme d'autres états de contrainte, par exemple la contrainte effective généralisée de Bishop. La Figure 2.12 illustre la variation de la résistance au cisaillement non saturé en fonction de la contrainte de succion à différentes valeurs de succion du sol. Comme on peut le voir, la contrainte de succion, qui est essentiellement une contrainte de tension isotrope, est responsable de la création de la cohésion apparente. En d'autres termes, la cohésion apparente n'est que la projection des contraintes de succion causées par la variation de la succion du sol. Dans ce cas, contrairement à d'autres approches de l'état de contrainte, l'origine de la cohésion apparente peut être facilement justifiée. La version étendue du critère de Mohr-Coulomb utilisant la contrainte effective basée sur les contraintes de succion peut être exprimée dans l'équation 2.24.

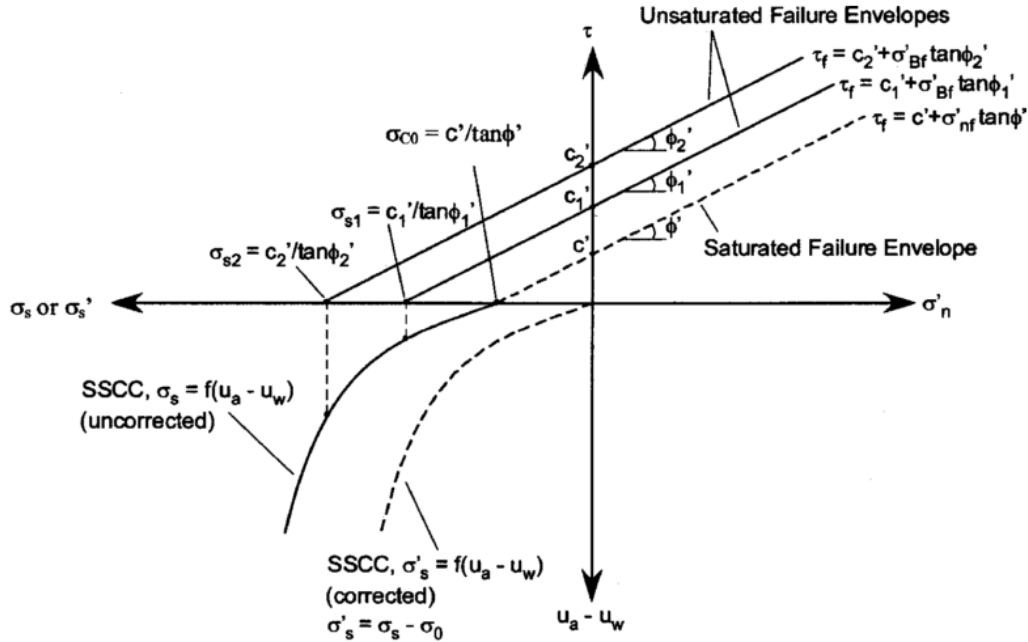


Figure 2.12 Méthodologie de l'approche de contrainte de succion à partir de l'analyse de rupture de Mohr-Coulomb [Lu et al. 2006]

Dans l'approche de contrainte de succion caractéristique, le CCSC peut être obtenu directement en effectuant les essais de résistance au cisaillement non saturé en utilisant l'équation 2.25 pour le cisaillement direct et l'équation 2.26 pour les essais triaxiaux respectivement.

Dans les équations ci-dessus, σ_{1f} et σ_3 sont des contraintes de principe totales dans les directions verticale et horizontale en cas de rupture.

$$\sigma_s = - \frac{\tau_f(s) - c' - (\sigma - u_a) \tan \phi'}{\tan \phi'} \quad \text{Équation 2.25}$$

$$\sigma_s = - \frac{(\sigma_{1f} - u_a) - (\sigma_3 - u_a) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) - 2c' \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)}{2 \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \tan \phi'} \quad \text{Équation 2.26}$$

Étant donné le concept de la contrainte effective modifiée de Bishop, il suffirait d'avoir une contrainte effective bien définie pour estimer et prédire la résistance au cisaillement non saturé d'un sol. Basée sur l'approche de contraintes de succion caractéristique, une fois que le CRE expérimental d'un sol donné est disponible, la résistance au cisaillement peut être évaluée à l'aide des modèles constitutifs saturés conventionnels. Cela signifie que le temps et l'effort nécessaires à la mesure des effets de succion peuvent être considérablement réduits par rapport à des méthodes longues et chères. Par conséquent, dans cette étude, seules les contraintes de succion et les contraintes effectives généralisées de Bishop sont étudiées et utilisées dans les discussions sur les résultats expérimentaux et numériques obtenus. La suite de l'interprétation des résultats à l'aide de la contrainte de succion est présentée dans le chapitre 5.

2.6. La variation de modules de cisaillement sécants

En réalité, le comportement du sol n'est pas linéaire par rapport aux contraintes mécaniques et aux déformations induites. Cela signifie que les caractéristiques de déformation des sols sont fonction de l'état de la contrainte effective, de la densité, du niveau de déformation et de l'historique de contrainte en fonction de déformation. Il existe de nombreuses études disponibles dans la littérature concernant l'influence des paramètres ci-dessus sur le module d'élasticité de petites (0.001 %) à grandes (jusqu'à 20 %) déformations, en particulier dans des conditions de charge

sismique et cyclique. La nécessité de mesures précises et de prédiction de la rigidité du sol aux déformations petites, finies et intermédiaires est dictée par le fait que les niveaux de déformation typiques qui se produisent dans de nombreux problèmes de conception géotechnique impliquant des conditions de charge statique et dynamique se situent dans un intervalle variant de 0.001 % à 1 %, comme dans les conceptions de chaussées et de remblais. Il existe différentes techniques pour obtenir le module de cisaillement d'un sol donné en laboratoire et en chantier. La discussion sur les méthodes disponibles dépasse le cadre de la présente étude. Cependant, les techniques de laboratoire telles que la méthode des éléments P-RAT [Karray et al. 2015], la méthode de Bender Elements, la colonne résonante et les essais de cisaillement en torsion [Youn et al. 2008] sont les approches les plus courantes pour mesurer les niveaux de déformation petits à intermédiaires sous charge cyclique. Toutefois, sous charge et décharge statique primaire, les matériaux granulaires tels que les sols sablonneux présentent un comportement de la contrainte en fonction de la déformation très non linéaire qui se traduit généralement par une diminution de la rigidité, accompagnée d'une déformation irréversible sous contrainte déviatorique. Ce comportement non linéaire a fait l'objet d'études de nombreux chercheurs, notamment Duncan et al. [1970] et Schanz et al. [1999]. Le contexte de ces modèles est la tendance hyperbolique de la relation de la contrainte contre la déformation, en particulier dans la charge triaxiale primaire. Duncan et al. [1970] ont développé leur modèle basé sur la théorie de l'élasticité tandis que Schanz et al. [1999] ont utilisé la théorie de la plasticité au lieu de la théorie de l'élasticité qui pourrait inclure la dilatance du sol et une limite de résistance.

2.6.1 Dépendance des paramètres de rigidité en fonction de la contrainte pour les sols granulaires

Les modules élastiques tels que les modules de Young ou les modules de cisaillement sont des paramètres essentiels pour la prédiction et la mesure du comportement du sol sous des charges dynamiques et statiques. Ces paramètres sont utilisés de façon significative dans la conception et l'analyse des interactions statiques et dynamiques entre le sol et la structure, l'évaluation de la liquéfaction et le contrôle de l'amélioration des sols [Lee et al. 2005; Biglari, et al. 2012]. Selon l'application et le niveau de déformation, différentes définitions peuvent être adoptées pour les modules élastiques, comme montré dans la Figure 2.13. À petites déformations, les modules sécant

et tangent initial convergent vers l'un l'autre. A très petites déformations, les modules sécant et tangent initial convergent vers l'une l'autre. Le module de cisaillement est une relation entre la contrainte de cisaillement et les déformations en cisaillement et est synonyme de rigidité, c'est-à-dire la relation entre la force et le déplacement compte tenu des limites auxquelles la force est appliquée. La variété des paramètres peut influencer le module de cisaillement d'un sol, y compris : (1) confinement des contraintes (2) niveau de déformation (3) taux de charge (4) nombre de cycles de charge (5) variation de la teneur en eau (6) variation de la succion du sol, etc. Des études approfondies dans la littérature ont été réalisées sur les sols secs et saturés afin de corrélérer le comportement du sol au module de cisaillement. [Hardin et al. \[1968\]](#) a présenté une relation fonctionnelle indiquant diverses grandeurs qui peuvent avoir un effet sur le module de cisaillement élastique à petite déformation comme dans l'équation 2.27:

$$G = f(p'_0, e, H, S, \tau_0, C, A, f, t, \theta, T) \quad \text{Équation 2.27}$$

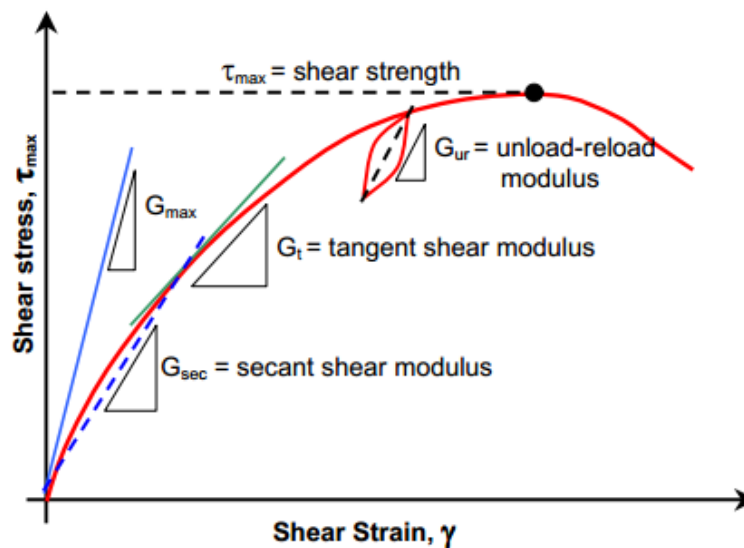


Figure 2.13 Définitions des modules de cisaillement [[Elhakim, 2005](#)]

Dans l'équation 2.27, p'_0 est la contrainte effective moyenne, e est l'indice des vides ; H est la contrainte ambiante et l'histoire des vibrations, S_r est le degré de saturation, τ_0 est la contrainte de cisaillement, C est les caractéristiques des particules, la forme des particules, la taille, le classement et la minéralogie, A est l'amplitude des contraintes, f est la fréquence des vibrations, t est les effets secondaires qui sont fonction du temps et de la magnitude des charges, θ est la structure du

sol, T est la température. Le Tableau 2.4 présente un résumé de la formulation suggérée pour le module de cisaillement initial dans la littérature en fonction de la variation de l'indice des vides et de l'histoire de contrainte.

2.6.2 Dépendance des paramètres de rigidité en fonction de la contrainte pour les sols non saturés.

Bien que des connaissances significatives aient été développées concernant la mesure du module de cisaillement à petite déformation pour les sols saturés et secs, ce n'est que récemment que les essais avec la contrôle de la succion matricielle ont été effectués sur des sols non saturés et compactés pour étudier l'impact de l'état non saturé sur la variation du module de cisaillement. Les études de [Marinho et al. \[1995\]](#), [Ng et al. \[2009\]](#), [Mancuso et al. \[2002\]](#), [Khosravani et al. \[2011\]](#) et d'autres suggèrent que le degré de saturation et la succion matricielle ont également joué un rôle important sur la magnitude de G_{max} ou G_0 .

Tableau 2.4 Résumé de modèles de modules de cisaillement à petite déformation dans la littérature.

Model	Model parameters	reference
$\frac{G_{max}}{p_a} = \frac{625}{0.3 + 0.7e^2} (OCR)^k \left(\frac{\sigma'_M}{p_a} \right)^n$	p_a : atmospheric pressure e : void ratio OCR : overconsolidation ratio σ'_M : Mean effective stress k, n : fitting parameters	Hardin [1978]
$\frac{G_{max}}{p_a} = 447N^{0.25} \left(\frac{\sigma'_M}{p_a} \right)^{0.375}$	N : is the SPT blow count corrected for 60% of maximum energy and corrected to 100 kPa of pressure p_a : atmospheric pressure σ'_M : Mean effective stress	Ohta et al. [1976]
$\frac{G_{max}}{p_a} = 290 \left(\frac{q_c}{p_a} \right)^{0.25} \left(\frac{\sigma'_M}{p_a} \right)^{0.375}$	q_c : CPT point resistance for quartz sand p_a : atmospheric pressure σ'_M : Mean effective stress	Rix et al. [1991]
$\frac{G_{max}}{p_a} = 100 \left(\frac{q_c}{p_a} \right)^{0.695} \left(\frac{1}{e^{1.13}} \right)$	p_a : atmospheric pressure e : void ratio q_c : CPT point resistance	Mayn et al. [1993]

En se basant sur les études expérimentales, une variété de relations empiriques a été développée pour corrélérer les variables G_{max} et les variables expérimentales d'état de contrainte telles que la contrainte nette moyenne σ_{net} et la succion matricielle ($u_a - u_w$) et les variables d'état de déformation telles que le degré de saturation et l'indice des vides. En général, il existe trois méthodes pour déterminer le module de cisaillement des sols non saturés :

- Modèles empiriques qui relient uniquement le G_{max} à la succion matricielle comme [Mancuso et al. \[2002\]](#), [Khosravi et al. \[2009\]](#) et [Lin et al. \[2016\]](#).
- Modèles empiriques qui relient uniquement le G_{max} au degré de saturation tel que [Wu et al. \[1984\]](#) et [Lu et al. \[2014\]](#).
- Modèles empiriques qui relient uniquement le G_{max} à la succion matricielle et au degré de saturation tels que [Oloo et al. \[1998\]](#), [Sawangsurriya et al. \[2009\]](#), [Dong et al. \[2016\]](#).

Tout comme les cadres de résistance au cisaillement non saturés, les modèles de modules de cisaillement exigent le choix d'un cadre d'état de contrainte approprié. Par exemple, [Sawangsurriya et al. \[2009\]](#) a présenté deux modèles de module de cisaillement. Le premier modèle, tel qu'illustré au Tableau 2.5, conclut en deux parties : le premier terme basé sur la relation [Hardin et al. \[1968\]](#) où la contrainte normale nette est exprimée en fonction de la pression de confinement nette en exposant, et le second terme par une relation de [Oloo et al. \[1998\]](#) reliant le module de résilience à la succion matricielle. Le deuxième modèle qu'ils ont proposé était basé sur la contrainte Effective modifiée de Bishop où le paramètre de contrainte effective est établi en fonction de la teneur volumétrique en eau. Cette contrainte effective à valeur unique est incorporée dans la relation [Hardin et al. \[1968\]](#), en tant que variable de contrainte nette normale, étendant ainsi la relation [Hardin et al. \[1968\]](#) à des conditions de sol non saturé.

Plus récemment, [Dong et al. \[2016\]](#) ont étudié le rôle d'écrouissage des matériaux et le choix d'une contrainte effective en utilisant la théorie des contraintes de succion sur le module de cisaillement à faible déformation. Leur modèle, comme dans le Tableau 2.5, se compose de deux parties couplées. Ils ont déclaré que dans des modèles tels que [Sawangsurriya et al. \[2009\]](#), bien que la succion du sol soit intrinsèquement liée au degré de saturation effectif, leur relation inverse (c'est-à-dire l'augmentation de la succion, la diminution du degré de saturation) affecte les paramètres d'ajustement, sans avoir une signification physique solide.

De plus informations concernant ces modèles de module de cisaillement sont présentées au chapitre 5. Dans cette étude, l'objectif principal est d'évaluer comment la succion matricielle et la pression de confinement peuvent affecter le module de cisaillement des sols non saturés en réalisant l'essai de cisaillement direct. Évidemment, cette approche n'est pas une méthode précise d'évaluation du module de cisaillement, mais elle peut présenter un aperçu de l'évolution du module de cisaillement à l'état non saturé.

Tableau 2.5 Résumé des modules de cisaillement à petite échelle pour les sols non saturés.

Model	Model parameters	Reference
$\frac{G_{max}}{p_a} = A \left[\frac{(p - u_a)}{p_a} \right]^n \quad OCR \quad s = 0$	p_a : Atmospheric pressure s : Matric suction s_{AEV} : Air-entry suction s^* : suction associated with transition between bulk-water and menisci-water	
$\frac{G_{max}}{p_a} = A \left[\frac{(p - u_a) + s}{p_a} \right]^n \quad OCR^m \quad s \leq s_{AEV}$	G_{max}^{sat} : initial Shear modulus at saturation r : the ratio between shear stiffness at s^* OCR : Over-consolidation ratio n, m, β : fitting parameters	Mancuso et al. [2002]
$G_{max} = G_{max}^{sat} \{ [1 - r] e^{-\beta(s-s^*)} + r \} \quad s > s_{AEV}$	A is a constant which is dependent on physical soil properties	
$\frac{G_{max}}{f(e)p_a} = S_r \left[\frac{(p - u_a)}{p_a} \right]^n + F(s)$	S_r : Degree of saturation p_a : Atmospheric pressure $f(e)$: Void ratio function $F(s)$: a function that relates normalized shear modulus curve with suction	Vassallo et al. [2007]
$G_{max} = A f(e) (\sigma - u_a)^n + C \Theta^\kappa (u_a - u_w)$ $G_{max} = A f(e) [(\sigma - u_a) + \Theta^\kappa (u_a - u_w)]^n$	A, C is a constant which is dependent on physical soil properties n, κ : fitting parameters $f(e)$: Void ratio function Θ : the normalized volumetric water content	Sawang Suriya et al. [2009]
$G_{max} = A \left(\frac{1}{S_e} \right)^\beta \left[\frac{(p - u_a) - \sigma_s}{p_{ref}} + 1 \right]^\gamma$	p_{ref} : Reference pressure S_e : Effective degree of saturation σ_s : Suction stress A, β, γ : Fitting parameters	Dong et al. [2016]

CHAPITRE 3

3 MATÉRIAUX ET PROTOCOLE D'ESSAI

Les efforts expérimentaux réalisés dans cette étude visaient à étudier l'effet de la succion du matériau sur la résistance au cisaillement des billes de verre non saturé de taille uniforme en utilisant l'essai de cisaillement direct conventionnel. L'objectif est d'examiner si la procédure d'essai conventionnelle et le CRE peuvent produire une prédiction satisfaisante de la résistance au cisaillement non saturée. Ce chapitre traite des matériaux utilisés, de la conception des appareils de cisaillement direct et de rétention d'eau du sol, de la technique de préparation des échantillons. Un tableau des essais comprenant le nombre d'essais effectués est présenté également dans ce chapitre.

3.1. Choix du matériau d'essai

L'objectif principal de cette étude est d'étudier le rôle de la succion matricielle sur la génération de la contrainte de succion et par la suite la résistance au cisaillement non saturée. Puisque l'objectif est de dissocier les caractéristiques de résistance au cisaillement des matériaux granulaires des autres caractéristiques des matériaux telles que le comportement à la déformation et la conductivité hydraulique, les matériaux étudiés pour cette recherche ont été choisis de manière à ce que les caractéristiques de déformation des matériaux soient minimales par rapport aux caractéristiques de résistance au cisaillement. Il est bien connu que les propriétés chimiques du matériau testé peuvent affecter les caractéristiques de résistance au cisaillement. Comme expliqué au chapitre 2, la contrainte effective dans les sols non saturés est affectée en partie par la contrainte de succion. La contrainte effective est également affectée par des forces physicochimiques telles que l'attraction Van der Waals et les forces électriques à double couche, qui peuvent changer en magnitude et comportement en fonction du degré de saturation selon les études de [Lu et al. \[2006\]](#). Pour minimiser l'influence des actions chimiques sur la contrainte effective, il est souhaitable de choisir des matériaux d'essai dont les effets physicochimiques sont relativement mineurs. De plus, compte tenu de la procédure d'essai de cette étude, il est important d'utiliser des matériaux qui ne

peuvent pas être affectés par la variation de condition thermique dans les laboratoires. Les matériaux choisis pour cette recherche comprenaient des billes de verre inerte avec une distribution uniforme de trois tailles moyennes différentes de 1.25 mm-1.40 mm, 0.355 mm-0.425 mm et 0.25 mm-0.30 mm fabriqué par Whitehouse Scientific Ltd. comme la Figure 3.1.



Figure 3.1 Trois tailles différentes de billes de verre uniformément distribuées.

La composition chimique des billes de verre est composée de $MgO < 5\%$ et $SiO_2 < 75\%$, $Na_2O < 15\%$, $CaO < 10\%$. Le poids spécifique moyenne, G_s est 2.46 tandis que le module de Young, E et le coefficient de Poisson, ν sont respectivement de 6.89×10^4 MPa et 0.21. Comme la distribution granulométrique complète (DG) de ce produit n'est pas identifiable sauf aux points de minimum et maximum valeurs de la distribution, ces billes de verre sont particulièrement utiles à usage général. Ainsi, la distribution linéaire de la taille des grains est supposée pour toutes les billes de verre. Ceci est aligné sur les hypothèses faites par Jaafar et al. [2011] et Likos et al. [2013]. En conséquence, les caractéristiques physiques des billes de verre examinées sont indiquées dans le Tableau 3.1. Les matériaux bien arrondis, comme les billes de verre idéales, peuvent être emballés dans différents types d'emballage. Pour les emballages de billes inégales, comme les billes de verre examinées, dépendamment de la taille des billes, différentes configurations sont possibles. Pour une distribution sphérique à deux dimensions, lorsque le rayon de la deuxième sphère est beaucoup plus petit que la première sphère, il est possible de placer les grandes sphères dans une configuration serrée, puis de placer les petites sphères dans les espaces

ouverts en forme d'octaèdre et de tétraèdre comme la Figure 3.2. La densité des billes de verre sphérique dépend du taux de rayon.

Tableau 3.1 Propriétés physique des billes de verre examinées.

Glass-beads diameter (mm)	Target void ratio (e_{ini})	Packing density	$D_{10}(mm)$	$D_{60}(mm)$	$D_{30}(mm)$	C_c	C_u
1.25-1.40	0.60	0.625	1.264	1.339	1.294	0.82	1.059
0.35-0.42	0.60	0.625	0.359	0.382	0.368	5.04	1.062
0.25-0.30	0.60	0.625	0.255	0.28	0.265	9.85	1.098

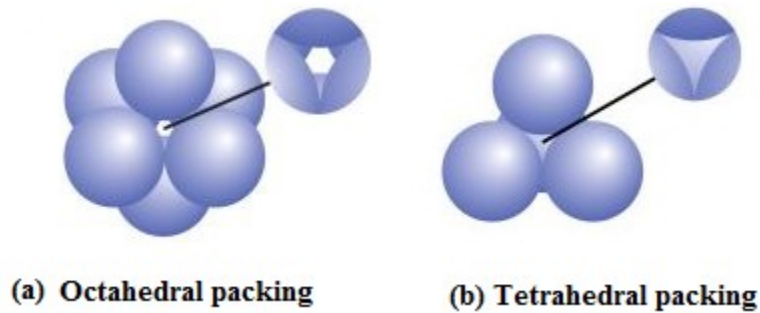


Figure 3.2 Emballage fermée de sphères de taille inégale.

Pour des sphères de taille inégale, comme les matériaux étudiés dans cette étude, lorsque la sphère plus petite a un rayon supérieur à 0.41421 du rayon de la sphère plus grande, il n'est plus possible de s'adapter même dans les ouvertures octaédriques ou tétraédriques de la structure compacte. Ainsi, les configurations d'emballage deviennent plus complexes en termes de structure cristalline. De telles configurations sont connues qui dépassent la densité d'emballage rapproché pour des taux de rayon jusqu'à 0.66. Afin d'éviter les problèmes liés à l'emballage et de créer une uniformité au cours du protocole d'essai, les échantillons de billes de verre préparés ont été compactés jusqu'à la configuration pratique la plus dense.

3.2. Essai de rétention hydraulique

3.2.1 Description de l'appareil

La technique de la colonne d'eau négative (CEN), également connue sous le nom de technique de la colonne d'eau suspendue, a été introduite par [Haines \[1930\]](#) et est l'une des premières méthodes pour imposer la succion matricielle afin d'obtenir les CRE. Cette technique est basée sur le concept d'abaissement de la charge hydraulique et la création d'une pression négative dans les pores par rapport à la pression atmosphérique qui existe dans les échantillons de sol pour produire une succion positive du sol. Bien que la technique de CEN ait certaines limitations pour contrôler la succion, en particulier lorsque le sol est soumis à la cavitation, elle est toujours utilisée pour les échantillons de sol qui subissent essentiellement une faible gamme de succion [[Vanapalli et al. 2008](#)]. Dans cette étude, la technique de CEN a été utilisée pour obtenir les CRE des billes de verre choisies. Pour ce faire, une configuration simple avec une cellule œdométrique modifiée d'un diamètre de 100 mm a été élaborée à l'Université de Sherbrooke comme la Figure 3.3. La cellule modifiée se compose d'une pierre poreuse d'un diamètre de 85 mm et de deux valves pour permettre l'échange d'eau à partir d'un cylindre à gradation ou d'une burette et d'un régulateur de pression/volume. L'appareil peut être réglé pour les essais hydrauliques sous contrainte verticale nulle ou il peut être placé dans le bâti de l'oedometer pour appliquer une contrainte verticale. Pour les essais de contraintes verticales non nulles, le bâti de chargement est fabriqué par Global Digital Systems Ltd. (GDS Instruments) qui fournit une unité mécanique de contrôle de force avec des mesures de déplacement calculées en fonction de la position du plateau de chargement et du transducteur de déplacement. Contrairement aux bâtis de poids suspendus conventionnels, un remplacement de la charge en continu peut être appliqué en déplaçant le piston de chargement sous la cellule. Un transducteur linéaire à déplacement variable (LVDT) et un capteur de force bidirectionnel de la série S-beam DBBSM fabriqués par Omni Instruments sont installés sur le châssis qui peut mesurer les déplacements verticaux relatifs et les forces respectivement. Le capteur de force installé, couramment utilisé dans les essais de tension ou de compression, a une gamme de charges de 10 kN et une précision de force axiale inférieure à 0.15 % de la pleine échelle (FSO). Le LVDT installé peut capturer des déplacements dans la plage de ± 5 mm avec une erreur de linéarité de ± 0.1 % de la pleine échelle.

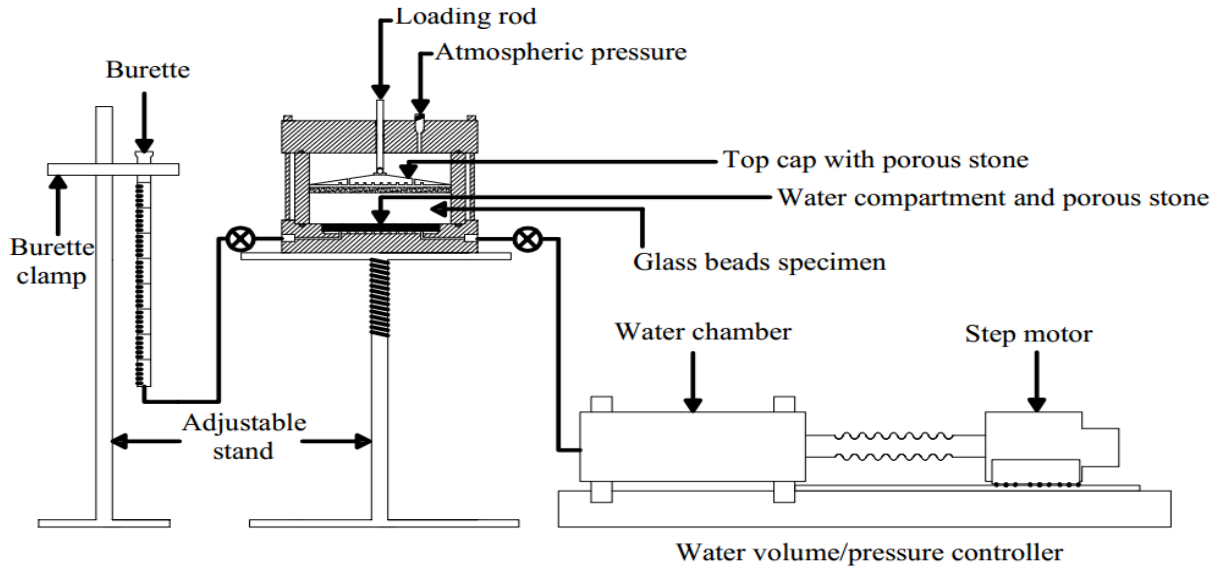


Figure 3.3 Montage de la colonne d'eau négative utilisée dans cette étude.

3.2.2. Échantillonnage et procédure d'essai

La première étape de la préparation des échantillons pour obtenir les CRE est de saturer la pierre poreuse pendant 24 heures. Après, il faut l'installer sur la base de la cellule de l'œdomètre et la chasser avec une pression positive sur les pores par le bas et ensuite par le haut. Les CRE des billes de verre choisies ont été obtenues sous une contrainte verticale nulle, car une déformation significative n'est pas plausible pour ce type de matériaux. Ainsi, la base de la cellule de l'œdomètre saturé avec l'anneau fixe de l'œdomètre est placée sur le châssis et est protégée par deux supports de serrage. Afin de chasser l'air piégée complètement du compartiment à eau sous et à l'intérieur de la pierre poreuse, la cellule a été connectée au régulateur de pression/volume, puis une contrepression positive a été appliquée pour remplir et chasser le compartiment à eau en gardant la valve de drainage ouverte. Par la suite, le tube de branchement au cylindre gradué a été rempli et chassé des bulles d'air. Le processus de chasse d'eau a ensuite été inversé à l'aide du cylindre gradué pour assurer la saturation complète du compartiment à eau et la continuité de l'eau dans les tubes d'eau.

Pour chaque essai, une quantité déterminée de billes de verre sec est ajoutée à la cellule en trois couches tout en étant compactée pour obtenir un échantillon dense. On sait que la variation de e_{max} et e_{min} pour les billes de verre de taille uniforme n'est pas significative et elles forment souvent une configuration dense [Karray et al. 2015]. Par la suite, la hauteur moyenne de chaque

spécimen est mesurée à l'aide d'un pied à coulisse. En connaissant le poids des billes de verre ajoutées et la hauteur de l'échantillon, l'indice des vides initiaux de chaque échantillon a été mesuré et ensuite compacté pour atteindre l'indice des vides cibles de 0.6. Évidemment, en raison de la sécheresse des billes de verre ajoutées, une quantité inconnue d'eau a été adsorbée par les échantillons de la pierre poreuse saturée, mais cette quantité a été considérée comme minime, car on sait que la capacité d'adsorption des billes de verre n'est pas considérable. En comparant la quantité d'eau nécessaire à la saturation des échantillons de billes de verre, les échantillons ont été saturés à l'aide du cylindre gradué. Suite à cela, la cellule de l'œdomètre a été recouverte d'une pellicule plastique pendant une heure afin d'équilibrer l'eau dans chaque échantillon. Pour chaque taille de billes de verre, on a obtenu deux CRE, puis la moyenne des valeurs a été calculée. Le Tableau 3.2 montre les propriétés physiques de chaque échantillon avant d'effectuer les essais de rétention. Dans ce tableau, les propriétés physiques ont été catégorisées en fonction de l'identification des spécimens. SGi, SMi, SSi pour les billes de verre correspondant à 1.25 mm-1.40 mm, 0.355 mm-0.425 mm et 0.25 mm-0.30 mm respectivement.

Tableau 3.2 Propriétés physique de chaque échantillon de billes de verre avant d'effectuer l'essai de rétention.

Specimen ID	Particle size(mm)	Achieved Void ratio	Added volume of water (mm^3)	Initial water content (%)	Initial degree of saturation (%)
SG1	1.25-1.40	0.608	19800	24.30	0.995
SG2	1.25-1.40	0.615	20090	25.1	1.03
SM1	0.35-0.42	0.615	20150	25.1	1.10
SM2	0.35-0.42	0.604	19720	24.6	1.01
SS1	0.25-0.30	0.613	20028	25.06	1.02
SS1	0.25-0.30	0.601	19750	24.65	1.00

En partant de l'état complètement saturé, la position du cylindre gradué a été abaissée par étapes correspondant aux suctions matricielles équivalentes. Entre chaque étape d'abaissement, trente minutes étaient considérées comme le temps nécessaire pour que le volume d'eau soit drainé et

atteigne l'équilibre de l'échange d'eau. Ensuite, le volume d'eau drainée de chaque échantillon a été noté. En connaissant la teneur en eau saturée et le volume d'eau extrait, on a calculé la teneur en eau correspondant à la succion matricielle requise pour chaque échantillon. Le Tableau 3.3 montre le volume d'eau mesuré et la succion matricielle correspondante pour chaque échantillon examiné.

3.3. Essais de cisaillement direct

3.3.1. Description de l'appareil

Le montage conventionnel d'un appareil d'essai de cisaillement direct consiste en une boîte métallique de forme carrée divisée horizontalement en deux moitiés. Pendant les essais, la partie inférieure de la boîte est poussée à une vitesse constante par le moteur de chargement tandis que la partie supérieure était retenue contre les mouvements horizontaux. La charge verticale est appliquée au centre du chapeau supérieur placé sur l'échantillon de sol à l'aide d'un compresseur d'air connecté à un piston. En connaissant la section transversale de l'échantillon de sol, la valeur de la contrainte de cisaillement et la contrainte normale sont calculées. Normalement, le déplacement horizontal et vertical est mesuré par les transducteurs placés respectivement au centre du chapeau supérieur et du côté droit de la boîte. La Figure 3.4 montre la configuration schématique de l'essai de cisaillement direct.

Pour les essais non saturés, diverses configurations ont été proposées pour contrôler la succion du sol tout en effectuant le cisaillement [Gan et al. 1988; Castellanos et al. 2013; Gallage et al. 2016]. Leur configuration générale consiste habituellement en HAED pour maintenir un niveau constant de succion dans le cisaillement. Contrairement aux essais triaxiaux, il est difficile de mesurer les changements de volume d'eau pendant le cisaillement en raison des faibles volumes d'eau impliqués. Cependant, s'assurer qu'il n'y a pas de fuite dans le système est une tâche majeure puisque la fuite d'air de la chambre entourant l'échantillon de sol causera une perte continue de vapeur d'eau de l'échantillon.

Tableau 3.3 Volume d'eau mesuré et la succion matricielle correspondante

1.25-1.40 mm glass-beads				0.355-0.40 mm glass-beads				0.25-0.30 mm glass-beads			
<i>SG1</i>		<i>SG2</i>		<i>SM1</i>		<i>SM2</i>		<i>SS1</i>		<i>SS2</i>	
V*	s	V	s	V	s	V	s	V	S	V	s
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
450	0.1	300	0.1	100	0.2	100	0.2	300	0.2	100	0.2
1600	0.2	1700	0.2	200	0.4	100	0.4	100	0.4	100	0.4
1300	0.3	1300	0.3	100	0.6	100	0.6	100	0.6	100	0.6
3700	0.4	4000	0.4	200	0.8	200	0.8	200	0.8	100	0.8
4600	0.5	4500	0.5	300	1.0	200	1.0	100	1.0	100	1.0
5000	0.6	5500	0.6	500	1.2	300	1.2	200	1.2	300	1.2
5000	0.7	4700	0.7	2000	1.4	1500	1.4	100	1.4	300	1.4
600	0.8	300	0.8	2600	1.6	1500	1.6	500	1.6	300	1.6
200	0.9	100	0.9	4700	1.8	3600	1.8	800	1.8	1000	1.8
-	-	-	-	3500	2.0	4800	2.0	500	2.0	2300	2.0
-	-	-	-	1500	2.2	4000	2.2	3000	2.2	1500	2.2
-	-	-	-	500	2.4	1500	2.4	4500	2.4	4000	2.4
-	-	-	-	300	2.6	20	2.6	3500	2.6	3300	2.6
-	-	-	-	-	-	-	-	3900	2.8	3000	2.8
-	-	-	-	-	-	-	-	200	3.0	100	3.0
-	-	-	-	-	-	-	-	100	3.2	100	3.2

* V et s représentent le volume d'eau extrait arrondi (mm³) et la succion matricielle (kPa)

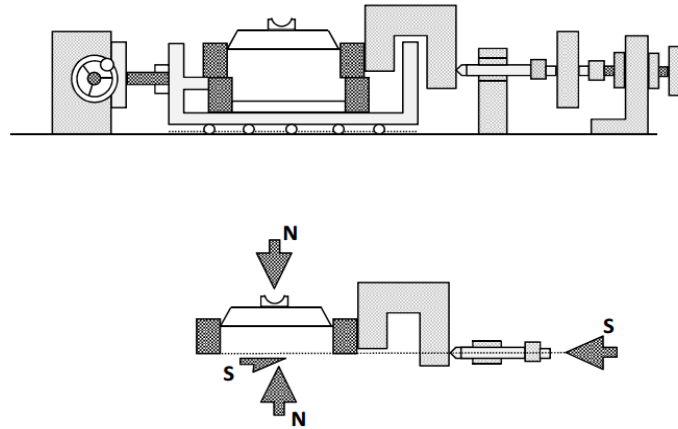


Figure 3.4 Démonstration schématique de la boîte de cisaillement direct

Dans cette étude, en considérant les objectifs du projet, l'appareil de cisaillement direct conventionnel a été utilisé. Pour réduire le risque de changement de pression négative de l'eau interstitielle pendant le chargement dans les sols non saturés, il faut appliquer un taux de déplacement en cisaillement relativement plus faible par rapport aux essais de drainage consolidés saturés. Par exemple, [Tarantino et al. \[2005\]](#) ont utilisé un taux de déplacement de 0.005 mm/min pour les échantillons non saturés de Speswhite kaolin en utilisant un essai de cisaillement direct avec des dimensions de 60 × 60 mm et une hauteur de 10 mm. [Nishimura et al. \[2008\]](#) ont utilisé un taux de déplacement horizontal de 0.25 mm/min pour les essais de cisaillement direct effectués sur des sols limoneux non saturés et saturés compactés. [Sun et al. \[2007\]](#) ont utilisé des taux de déplacement de 0.0096 mm/min pour un sol sablonneux et limoneux. [Nam et al. \[2011\]](#) ont utilisé un taux de déplacement de 0.005 mm/min pour les sols limoneux et argileux et de 0.008 mm/min pour le sable. Puisqu'il n'existe pas de norme pratique pour choisir le taux de déplacement en cisaillement, dans cette étude, un taux de déplacement en cisaillement constant de 0.0127 mm/min (0.005 pouce/min) a été appliqué pour tous les essais. Ce taux a été jugé suffisamment faible pour ne pas modifier la distribution de pression et assez rapide pour ne pas causer de perte d'eau pendant l'essai. La Figure 3.5 montre la configuration utilisée dans cette étude.

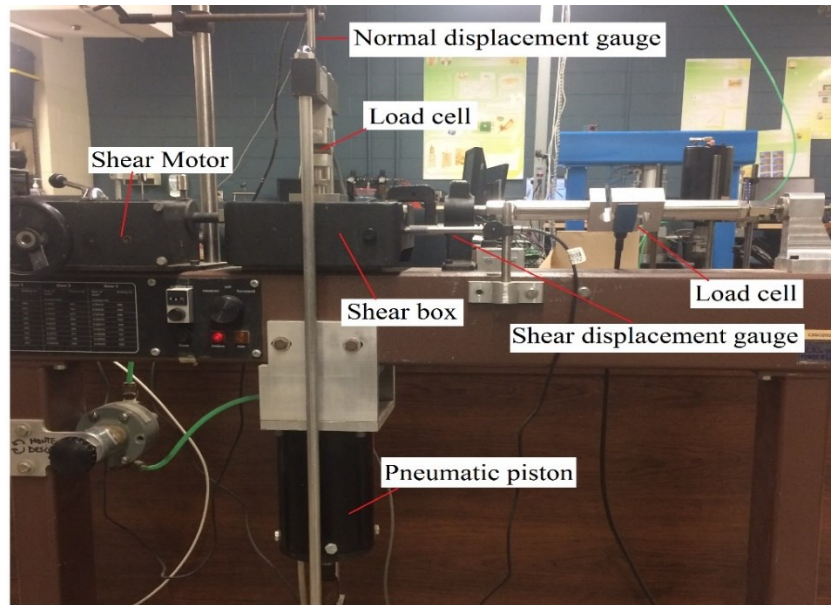


Figure 3.5 Appareil de cisaillement direct utilisé dans cette étude

3.3.2. Préparation d'échantillons et protocole expérimental

Dans cette étude de recherche, l'état saturé, entièrement sec et non saturé a été examiné. Pour les billes de verre entièrement sec, des échantillons avec la densité sèche initiale égale ont été préparés en trois couches différentes pour atteindre l'indice des vides cibles. Après avoir ajouté la quantité désirée de billes de verre à la cellule de cisaillement carrée fermée (comme indiqué à la Figure 3.6) avec des dimensions nominales de 55 mm × 55 mm × 28 mm, chaque couche a été compactée pour avoir la même hauteur qui a été mesurée par la suite à l'aide d'un pied à coulisse. Ensuite, le chapeau de chargement supérieur a été lentement placé sur l'échantillon des billes de verre. Lors du compactage de la couche supérieure, un effort particulier a été fait pour créer un échantillon complètement plat contrôlé par un niveau.

Le moteur de cisaillement a ensuite été rétracté de sorte qu'il y avait suffisamment d'espace pour le processus de cisaillement. Après avoir placé et réglé la jauge de déplacement de cisaillement, la cellule de cisaillement a été placée dans la boîte de cisaillement et a été fixée de manière à ce que pendant le cisaillement, la cellule ne bouge pas. Ensuite, le châssis de chargement a été mis en place lentement pour éviter le mouvement du châssis et l'inclinaison du chapeau de chargement supérieur. Le châssis de chargement et le capteur de charge vertical connecté avaient un poids de 50 N, ce qui a créé une contrainte verticale en excès de 0.1667 kPa. Cette valeur a été utilisée

pour corriger les contraintes verticales appliquées. La jauge de déplacement normal (vertical) a ensuite été mise à l'état normal en contrôlant l'extension nécessaire pour mesurer le déplacement vertical. Ensuite, le capteur de force horizontal a été installé à l'état lâche pour éviter les précontraintes et la mesure inexacte des contraintes de cisaillement.

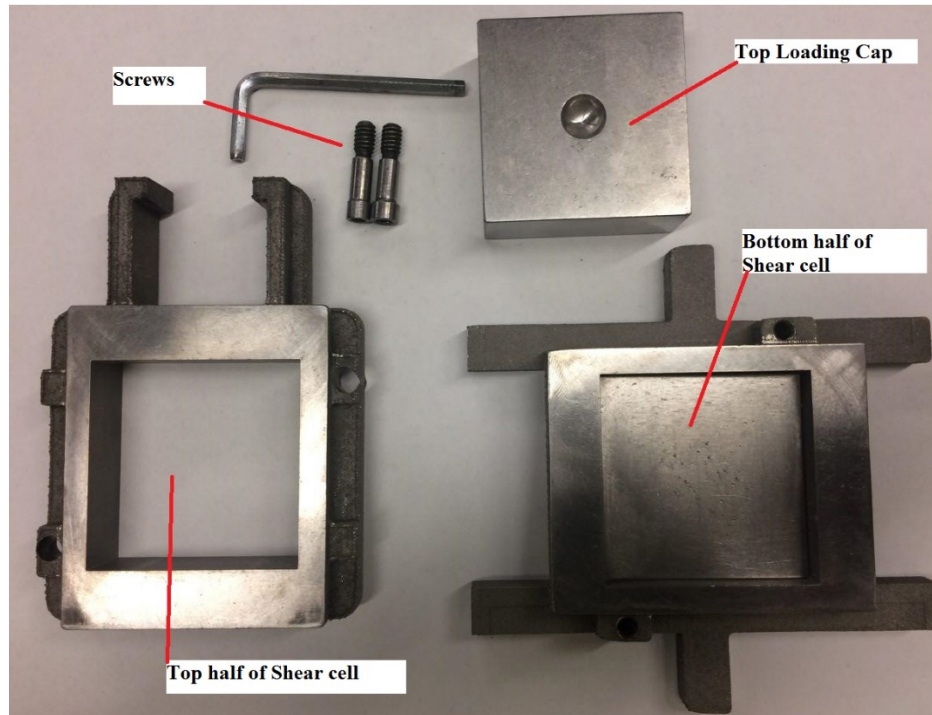


Figure 3.6 Pièces de la cellule de cisaillement et son assemblage

La valeur corrigée de la contrainte verticale ainsi que la contrainte verticale imposée par le châssis de chargement ont été considérées comme la contrainte verticale cible. La contrainte verticale cible a été appliquée en abaissant le piston pneumatique. Pour tous les essais, y compris les essais saturés et non saturés, les contraintes verticales cibles étaient de 50, 150, 300 kPa. Après avoir imposé la contrainte verticale, les vis de la cellule de cisaillement ont été ouvertes, puis, en fonction de la taille des billes de verre, les échantillons ont été reposés pendant cinq à quinze minutes en conditions de précharge pour créer une configuration stable des particules avant de commencer le processus de cisaillement. Le tassement vertical initial pendant la condition de précharge n'a pas été pris en compte et seule la contrainte verticale pendant le cisaillement a été utilisée pendant le processus de calcul. Ceci a eu un effet insignifiant sur les résultats des essais puisque les

échantillons de billes de verre présentaient intrinsèquement une rigidité élevée par rapport aux échantillons de sol réel. Après avoir réglé les jauges de déplacement à zéro, le moteur de cisaillement a été mis en marche pour appliquer un déplacement de cisaillement constant aux échantillons sous des contraintes verticales constantes. Le Tableau 3.4 montre les propriétés physiques des identificateurs d'échantillons. DRY-DSGi, DRY-DSMi, DRY-DSSi pour les billes de verre correspondant à 1.25 mm-1.40 mm, 0.355 mm-0.425 mm et 0.25 mm-0.30 mm respectivement lors des essais à sec.

Tableau 3.4 Propriétés physiques des échantillons de billes de verre sèches

Specimen ID	Particle size(mm)	Height of specimen (mm)	Surface area (mm²)	Void ratio	Dry unit weight (kN/m³)
DRY-DSG1	1.25-1.40	16.85	3111.953	0.601	15.30
DRY-DSG2	1.25-1.40	16.71	3112.110	0.605	15.26
DRY-DSG3	1.25-1.40	17.00	3112.300	0.600	15.31
DRY-DSM1	0.35-0.42	16.94	3111.950	0.600	15.31
DRY-DSM2	0.35-0.42	16.70	3111.00	0.597	15.34
DRY-DSM3	0.35-0.42	17.15	3113.100	0.605	15.26
DRY- DSS1	0.25-0.30	16.84	3112.530	0.595	15.36
DRY- DSS2	0.25-0.30	16.60	3111.920	0.591	15.39
DRY- DSS3	0.25-0.30	16.95	3111.840	0.600	15.31

Pour les billes de verre saturées, les échantillons ont d'abord été préparés de la même manière que l'état sec, puis après avoir placé la cellule de cisaillement dans la boîte de cisaillement, la boîte de cisaillement a été remplie d'eau distillée. Pendant le processus d'inondation, les tassements verticaux ont été surveillés pour contrôler le processus de saturation. En raison de l'uniformité des billes de verre et de leur configuration dense, le temps de saturation complète a été choisi comme trente minutes. Après le temps donné, les jauges de déplacement ont été remises à zéro et les échantillons ont été soumis à une contrainte verticale constante et au taux de déplacement de cisaillement donné. Le Tableau 3.5 montre les propriétés physiques des identificateurs d'échantillons. SAT-DSGi, SAT-DSMi, SAT-DSSi pour les billes de verre correspondant à 1.25 mm-1.40 mm, 0.355 mm-0.425 mm et 0.25 mm-0.30 mm respectivement lors des essais à sec. Après avoir terminé les essais de cisaillement direct, l'eau dans la boîte de cisaillement a été retirée et la teneur en eau saturée de chaque échantillon a été enregistrée en plaçant un poids donné

de billes de verre saturé dans le four pendant vingt-quatre heures, comme indiqué dans le Tableau 3.5

Tableau 3.5 Propriétés physique des échantillons de billes de verre saturés pendant les essais

Specimen ID	Particle size(mm)	Height of specimen (mm)	Surface area (mm²)	Void ratio	Dry unit weight(kN/m³)	saturated water content
SAT-DSG1	1.25-1.40	16.75	3121.50	0.610	15.22	24 %
SAT-DSG2	1.25-1.40	16.67	3120.95	0.599	15.32	24.20 %
SAT-DSG3	1.25-1.40	16.70	3121.70	0.605	15.26	23.50 %
SAT-DSM1	0.35-0.42	16.75	3122.00	0.603	15.28	23.54 %
SAT-DSM2	0.35-0.42	16.75	3120.95	0.611	15.20	23.95 %
SAT-DSM3	0.35-0.42	16.75	3121.64	0.598	15.44	24.10 %
SAT-DSS1	0.25-0.30	16.75	3121.94	0.602	15.35	24.05 %
SAT-DSS2	0.25-0.30	16.75	3122.10	0.598	15.43	24.10 %
SAT-DSS3	0.25-0.30	16.75	3120.95	0.60	15.37	23.95 %

Pour les essais non saturés, des teneurs en eau cible gravimétrique de 8 %, 10 %, 12 %, 15 %, 18 % et 20 % ont été choisies pour toutes les tailles de billes de verre. Pour préparer les échantillons pour les essais de cisaillement direct, les lots de billes de verre non saturé ont été préparés séparément en mélangeant de l'eau distillée correspondant à la teneur en eau cible et placés dans un récipient en plastique pour assurer une distribution uniforme de l'eau dans les pores. Après une heure, une quantité précalculée de billes de verre non saturé a été ajoutée à la cellule de cisaillement en trois couches tout en compactant chaque couche jusqu'à la configuration la plus dense possible en considérant l'indice des vides cibles de 0.60. L'état du compactage a été contrôlé en mesurant la hauteur de l'échantillon jusqu'à ce que la densité la plus dense soit atteinte. Après avoir placé le chapeau de charge supérieur, il a été mis à niveau avec soin afin d'éliminer le basculement possible pendant le processus de cisaillement. Le reste des billes de verre du lot a été utilisé pour mesurer la teneur en eau avant d'effectuer l'essai. Comme pour les essais à sec et saturés, les échantillons non saturés ont ensuite été placés dans la boîte de cisaillement et le châssis de chargement, des jauges de déplacement ont été installées en conséquence. Pour le préchargement des échantillons après ouverture des vis, on a laissé les échantillons atteindre leur configuration stable pendant quinze minutes. Pendant ce temps, une pellicule de plastique recouvrait la cellule afin de minimiser le risque de perdre de l'eau en raison de la température du

laboratoire. Avant le processus de cisaillement, la pellicule de plastique a été enlevée, puis les échantillons correspondant à la teneur en eau cible ont été cisailés à la même contrainte verticale lors d'essais saturés et secs. Évidemment, pendant le compactage et le cisaillement, une certaine quantité d'eau pourrait être évaporée ou drainée en raison des énergies de compactage et de cisaillement. Après chaque essai non saturé, la teneur en eau des échantillons a été mesurée. De cette manière, la résistance au cisaillement non saturé de chaque taille de billes de verre a été mesurée à six teneurs en eau cible différentes. La moyenne des teneurs en eau au début et à la fin de chaque essai a ensuite été associée à la succion matricielle correspondante à l'aide des CRE. Le Tableau 3.6 montre les propriétés physiques des échantillons de billes de verre de 0.25 mm-0.30 mm avant d'effectuer le cisaillement. Les propriétés des autres billes de verre sont données à l'annexe A pour et à l'annexe B respectivement.

Tableau 3.6 Propriétés physique des échantillons de billes de verre lors d'essais non saturés pour une taille de billes de verre de 0.25 mm-0.30 mm

Specimen ID	Target water content	Height of specimen (mm)	Surface area (mm ²)	Void ratio	Dry unit weight (kN/m ³)
UNSAT-DSS11	8%	19.69	3119.5	0.62	15.20
UNSAT-DSS12		19.63	3119.5	0.61	15.25
UNSAT-DSS13		19.42	3119.5	0.59	15.40
UNSAT-DSS21	10%	19.69	3119.2	0.58	15.34
UNSAT-DSS22		19.71	3119.3	0.60	15.20
UNSAT-DSS23		19.42	3119.5	0.58	15.25
UNSAT-DSS31	12 %	19.69	3119.4	0.58	15.40
UNSAT-DSS32		19.63	3119.4	0.60	15.34
UNSAT-DSS33		19.42	3119.3	0.60	15.20
UNSAT-DSS41	15%	19.69	3116.4	0.60	15.25
UNSAT-DSS42		19.60	3116.4	0.61	15.40
UNSAT-DSS43		19.42	3116.2	0.58	15.34
UNSAT-DSS51	18%	19.69	3116.5	0.60	15.20
UNSAT-DSS52		19.63	3115.8	0.60	15.25
UNSAT-DSS53		19.43	3116.4	0.59	15.40
UNSAT-DSS61	20%	19.70	3116.5	0.59	15.34
UNSAT-DSS62		19.62	3116.4	0.61	15.40
UNSAT-DSS63		19.42	3116.4	0.61	15.51

CHAPITRE 4

4 RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Ce chapitre présente les résultats du programme expérimental en figures et tableaux comparatifs. Les résultats sont complétés par l'annexe [A](#) et l'annexe [B](#).

4.1. Résultats CRE

La procédure expliquée au chapitre [3](#) pour la détermination CRE à l'aide de la technique CEN (sections [3.2](#)) a été appliquée et les résultats sont présentés à la Figure [4.1](#). La courbe principale de séchage est obtenue en abaissant le cylindre gradué à une élévation connue, puis une lecture de la succion a été prise après la période d'égalisation. La charge d'eau négative correspondant à la distance entre le niveau d'eau dans le cylindre gradué et le fond de chaque échantillon a été considérée comme la succion matricielle. Les teneurs en eau gravimétriques de la Figure [4.1](#) ont été calculées en connaissant le poids de l'eau drainée des échantillons jusqu'au cylindre gradué et le poids de l'eau inondée pour chaque échantillon correspondant aux teneurs en eau saturée qui a été calculé au préalable en connaissant les indices des vides initiaux. On a supposé que l'indice des vides et donc le volume des échantillons étaient constants et non affectés par le changement de succion qui semble logique en raison de la grande rigidité des billes de verre.

Il faut rappeler que pour chaque taille de billes de verre, la rétention hydraulique a été effectuée deux fois, puis la moyenne des résultats a été calculée. Les résultats expérimentaux ont été ajustés par le modèle de [Van Genuchten](#) [1980] (équation [2.8](#)) pour les valeurs moyennes des échantillons de SG, SM, SS en utilisant le logiciel MATLAB comme dans le Tableau [4.1](#). Dans le chapitre [5](#), les CRE seront présentés en termes de degré de saturation et de degré de saturation effectif, mais ici, ils ne sont présentés qu'en termes de contenu gravimétrique de l'eau. De plus amples informations concernant les paramètres de montage obtenus sont présentées au chapitre [5](#).

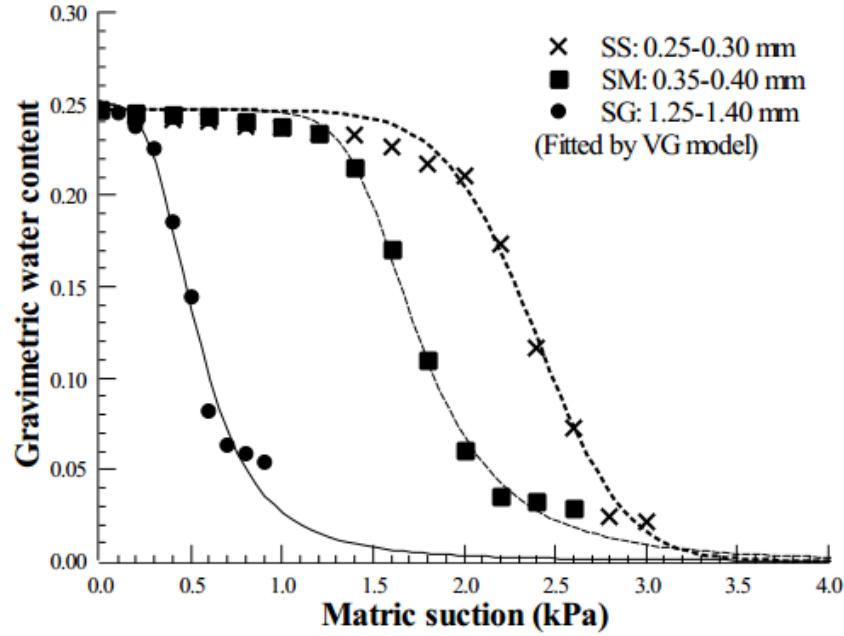


Figure 4.1 Les CRE de billes de verre obtenues par la technique CEN

Tableau 4.1 Les paramètres d'ajustement du modèle de Van Genuchten

Van Genuchten's model fitting parameters					
Specimen ID	α	n	m	R^2	RMSE
SG	0.5339	3.372	0.9966	0.9857	0.01131
SM	1.567	10.4	0.494	0.9961	0.006223
SS	2.786	7.97	2.643	0.9904	0.009161

4.2. Résultats des essais de cisaillement direct

4.2.1. Conditions sèches et saturées

Les essais de cisaillement direct ont été effectués à l'aide de la procédure expliquée en détail dans les sections 3.3. Une série de 72 essais de cisaillement (à l'exclusion des essais répétés) ont été effectués à différentes contraintes verticales et à une gamme de succion nominale obtenue en changeant la teneur en eau des billes de verre choisies. Les Figures 4.2 à 4.7 montrent la variation de la déformation par contrainte de cisaillement et de la déformation par changement de volume et de cisaillement à des contraintes verticales nominales pour des conditions sèches et saturées de 1.25 mm-1.40 mm, 0.355 mm-0.425 mm et 0.25 mm-0.30 mm de billes de verre. Les

Tableaux 4.2 à 4.7 illustrent également les résultats des essais de cisaillement direct ainsi que les propriétés mécaniques des échantillons des même billes de verre.

Dans les essais de cisaillement direct, la contrainte verticale appliquée est calculée sur la superficie de la cellule de cisaillement plutôt que sur la superficie de contact réelle pendant le cisaillement. Par conséquent, la contrainte verticale réelle est inconnue tout au long de l'essai [ASTM-D3080/D3080M, 2014]. De plus, comme la contrainte verticale a été appliquée à l'aide du contrôleur pneumatique, la compressibilité de l'air a fait fluctuer la contrainte verticale pendant les essais. Ainsi, dans les Tableaux 4.2 à 4.7, la contrainte verticale moyenne tout au long de l'essai a été écrite. Selon la norme ASTM-D3080/D3080M, la rupture pour l'essai de cisaillement direct est souvent considérée comme la contrainte de cisaillement maximale atteinte (état de pic) ou la contrainte de cisaillement à 10 % du déplacement latéral relatif ou lorsque la contrainte de cisaillement atteint une valeur constante à l'état critique ou résiduel. La forme de la courbe de contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte de cisaillement dépend du type de matériau, de la disposition des matériaux et de l'historique des contraintes. La courbe peut subir un pic ou peut augmenter de façon monotone jusqu'à l'état critique et résiduel. Pour les billes de verre testées, les courbes de contrainte-déformation ont atteint l'état critique autour de la contrainte de cisaillement de 5 % en raison de la déformabilité insignifiante des matériaux. De plus, en raison de la répartition non uniforme des contraintes de cisaillement et des déplacements en cisaillement dans les essais de cisaillement direct, la hauteur appropriée (l'épaisseur de la zone de cisaillement) pour calculer les contraintes de cisaillement ne peut pas être définie avec précision. Dans cette étude, la contrainte de cisaillement horizontale γ_{xy} est utilisée comme indicateur de la contrainte de cisaillement. Compte tenu des déformations verticales induites, pour chaque essai de cisaillement direct, les indices des vides finaux ont été calculés en conséquence.

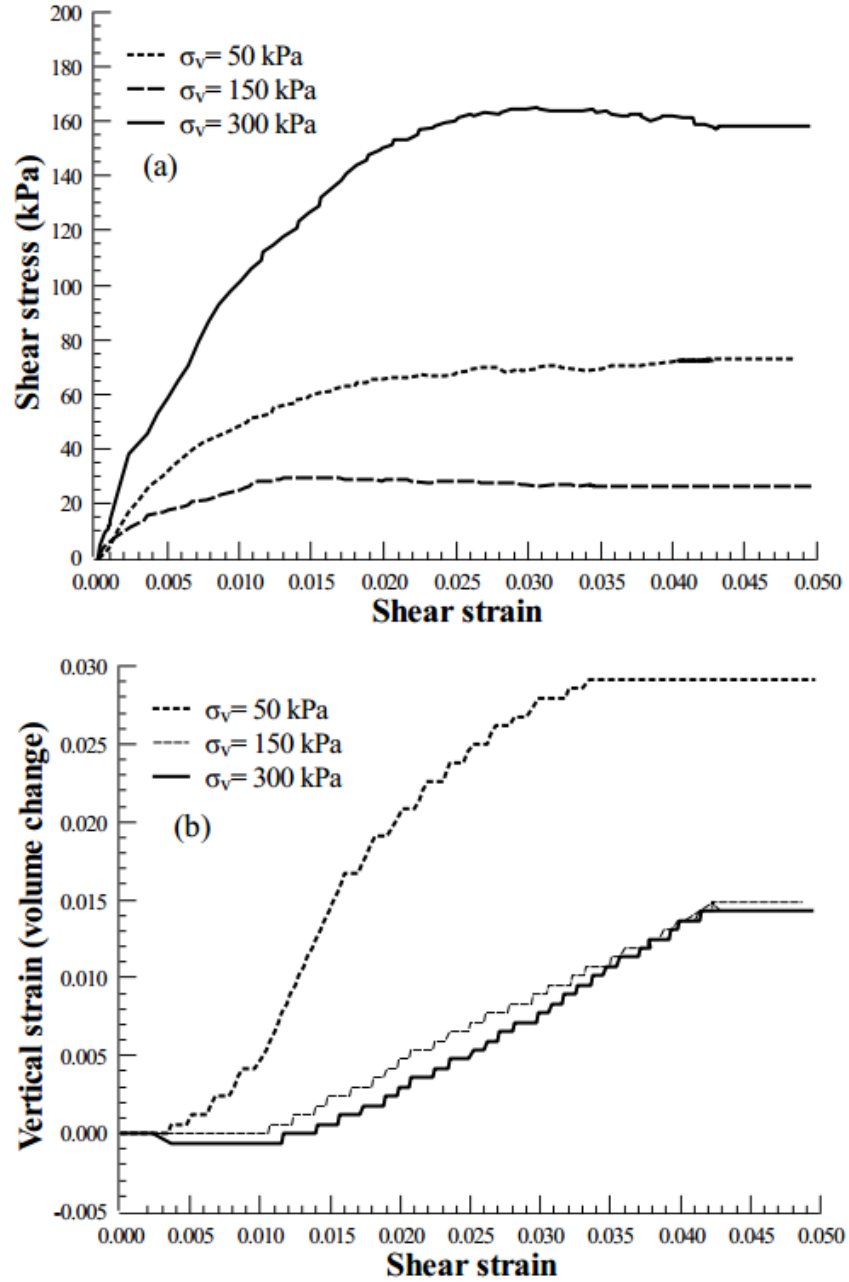


Figure 4.2 (a) Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons secs de 1.25 mm-1.40 mm

Tableau 4.2 Résultats de cisaillement direct pour les billes de verre d'une taille de 1.25 mm-1.40 mm à l'état sec.

Gravimetric water content	Test results of DRY-DSG (1.25-1.40 mm)		
0%			
Target vertical stress (kPa)	50.0	150.0	300.0
Average applied vertical stress (kPa)	52.52	150.58	302.17
Shear stress at peak (kPa)	29.9	72.97	165.6
Shear stress at critical state (kPa)	26.21	71.5	148.9
Volumetric strain (%)	2.90 %	1.50 %	1.4 %
Initial void ratio	0.601	0.605	0.60
Final void ratio	0.618	0.614	0.608
Water content before the test	-	-	-
Water content after the test	-	-	-
Degree of saturation	Assumed 0.0	Assumed 0.0	Assumed 0.0
Average degree of saturation		0.0	
Apparent cohesion (kPa)		0.0	
Internal friction at peak		28.20°	
Internal friction at critical state		26.19°	
Secant Shear modulus at 0.5% shear strain (kPa)	3610.85	6707.90	11975.40

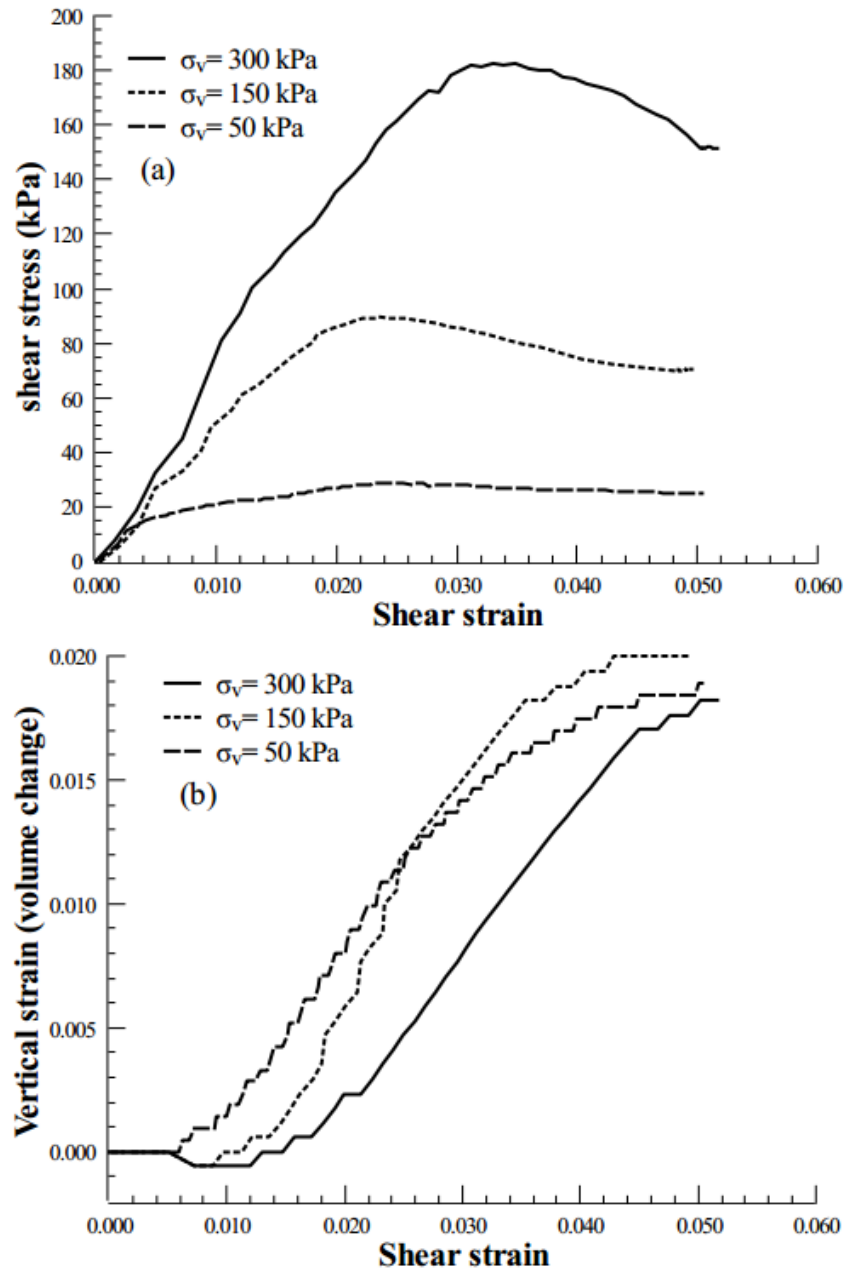


Figure 4.3 (a) Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons secs de 0.355 mm-0.425 mm

Tableau 4.3 Résultats de cisaillement direct pour les billes de verre d'une taille de 0.355 mm-0.425 mm à l'état sec.

Gravimetric water content	Test results of DRY-DSM (0.355-0.40 mm)		
0%			
Target vertical stress (kPa)	50.0	150.0	300.0
Average applied vertical stress (kPa)	51.44	150.54	298.76
Shear stress at peak (kPa)	28.70	89.91	182.92
Shear stress at critical state (kPa)	24.70	68.9	151.3
Volumetric strain (%)	1.9%	2.0%	1.8%
Initial void ratio	0.60	0.597	0.605
Final void ratio	0.611	0.608	0.615
Water content before the test	-	-	-
Water content after the test	-	-	-
Degree of saturation	Assumed 0.0	Assumed 0.0	Assumed 0.0
Average degree of saturation		0.0	
Apparent cohesion (kPa)		0.0	
Internal friction at peak		29.90°	
Internal friction at critical state		26.39°	
Secant shear modulus at 0.5% of shear strain (kPa)	3205.32	5735.86	6455.56

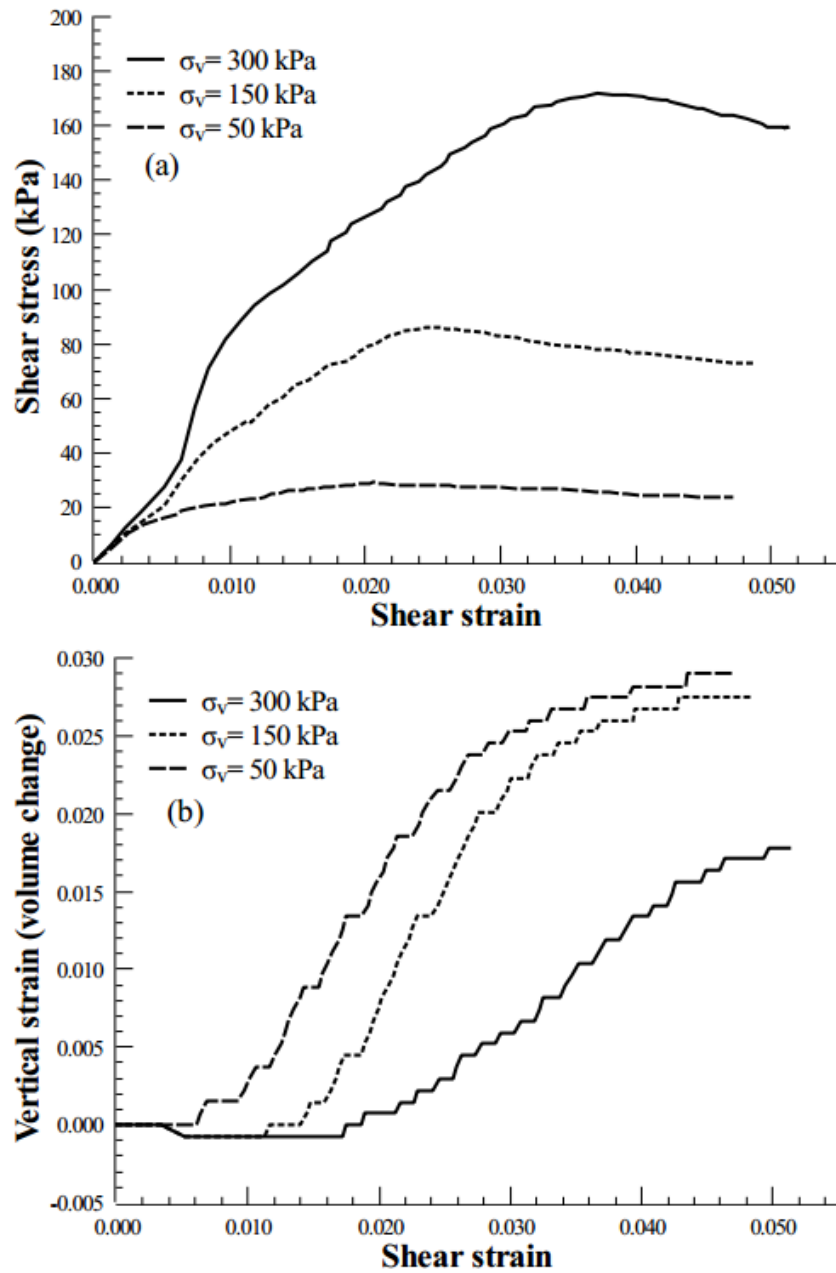


Figure 4.4 (a) Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons secs de 0.25 mm-0.30 mm

Tableau 4.4 Résultats de cisaillement direct pour les billes de verre d'une taille de 0.25 mm-0.30 mm à l'état sec.

Gravimetric water content	Test results of DRY-DSS (0.25-0.30 mm)		
0%			
Target vertical stress (kPa)	50.0	150.0	300.0
Average applied vertical stress (kPa)	53.0	150.80	299.51
Shear stress at peak (kPa)	29.14	85.50	171.90
Shear stress at critical state (kPa)	23.70	73.14	153.19
Volumetric strain (%)	2.9 %	2.8 %	1.8 %
Initial void ratio	0.595	0.591	0.60
Final void ratio	0.615	0.608	0.61
Water content before the test	-	-	-
Water content after the test	-	-	-
Degree of saturation	Assumed 0.0	Assumed 0.0	Assumed 0.0
Average degree of saturation		0.0	
Apparent cohesion (kPa)		0.0	
Internal friction at peak		29.78°	
Internal friction at critical state		26.78°	
Secant shear modulus at 0.5% of shear strain (kPa)	3248.50	3959.40	5285.90

D'après les résultats obtenus, pour les échantillons DRY-DSGi, la résistance au cisaillement de pic était moins évidente à un faible niveau de confinement causé par une contrainte verticale. Cependant, à mesure que la contrainte verticale augmentait, en raison du phénomène de dilatance, le comportement du pic était plus évident. Selon [Houlsby \[1991\]](#), la magnitude de la dilatance dépend fortement de la densité et de la configuration initiale des particules. Dans les sols granulaires tels que les sables, pour atteindre l'état critique, les particules de sol doivent glisser les unes à côté des autres en raison du cisaillement appliqué. Par conséquent, il se produit une interverrouillage considérable entre les particules qui doivent être surmontées pour atteindre l'état

critique. La réduction du degré de verrouillage de la dilatance entraîne une augmentation du volume des échantillons ou de ce qu'on appelle l'expansion. De nombreux chercheurs ont essayé de trouver une relation entre l'angle de dilatance et les angles de frottement aux états de pic et aux états critiques. Il convient de mentionner que l'angle de frottement à l'état critique, ϕ'_{cr} est un paramètre fondamental du sol et ne change pas pour un sol donné, indépendamment de la densité initiale ou du type de charge. Pourtant, l'angle de frottement du pic, ϕ'_p est une valeur transitoire qui dépend de la densité initiale et des conditions de charge et il devrait être utilisé dans les situations où les déformations survenues sont significativement inférieures à la contrainte du pic.

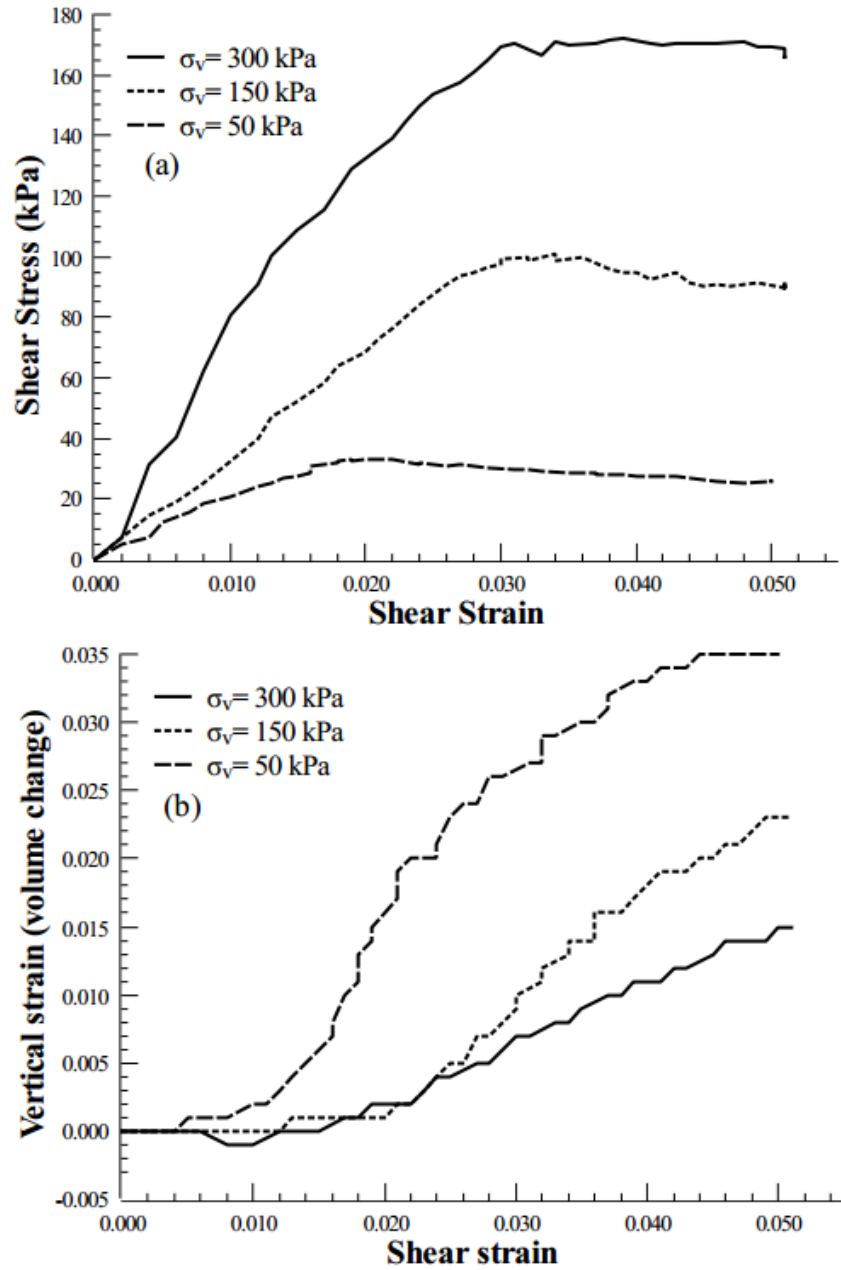


Figure 4.5 (a) Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons saturés de 1.25 mm-1.40 mm

Tableau 4.5 Résultats de cisaillement direct pour les billes de verre d'une taille de 1.25 mm-1.40 mm à l'état saturé

Gravimetric water content	Test results of SAT-DSG (1.25-1.40 mm)		
25 %			
Target vertical stress (kPa)	50.0	150.0	300.0
Average applied vertical stress (kPa)	51.90	151.86	301.75
Shear stress at peak (kPa)	33.72	101.86	172.95
Shear stress at critical state (kPa)		90.32	165.20
Volumetric strain (%)	3.5 %	2.3 %	1.8 %
Initial void ratio	0.61	0.599	0.605
Final void ratio	0.631	0.612	0.615
Water content before the test	-	-	-
Water content after the test	24 %	24.2 %	23.5 %
Degree of saturation	96 %	96.5 %	92 %
Average degree of saturation		95 %	
Apparent cohesion* (kPa)		0.03	
Internal friction at peak		30.71°	
Internal friction at critical state		29.03°	
Secant shear modulus at 0.5% of shear strain (kPa)	2281.50	3661.97	8009.50

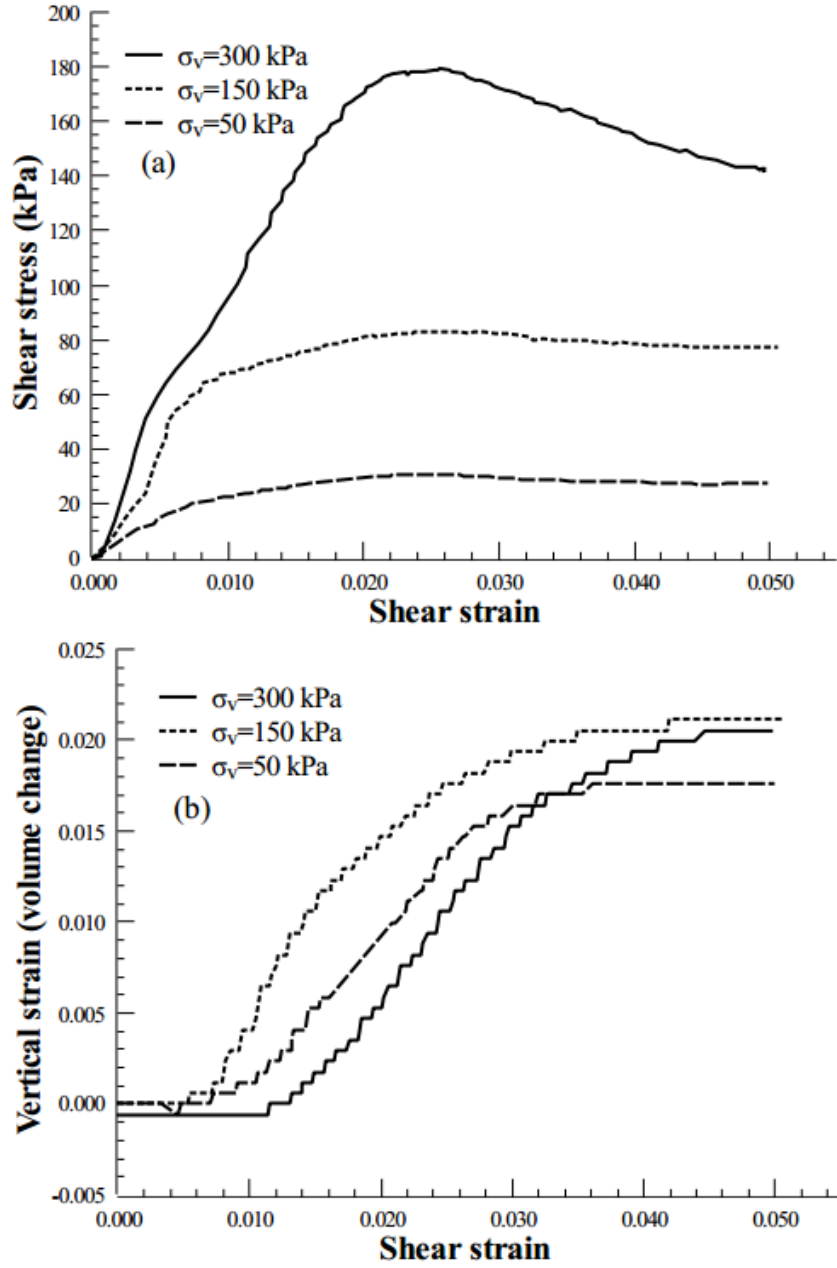


Figure 4.6 (a) Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons saturés de 0.355 mm-0.425 mm

Tableau 4.6 Résultats de cisaillement direct pour les billes de verre d'une taille de 0.355 mm-0.425 mm à l'état saturé

Gravimetric water content	Test results of SAT-DSM (0.35-0.40 mm)		
24.6%			
Target vertical stress (kPa)	50.0	150.0	300.0
Average applied vertical stress (kPa)	55.32	153.70	297.56
Shear stress at peak (kPa)	32.40	83.59	188.75
Shear stress at critical state (kPa)	27.50	79.20	150.42
Volumetric strain (%)	1.8 %	2.0 %	2.1 %
Initial void ratio	0.603	0.611	0.588
Final void ratio	0.614	0.620	0.603
Water content before the test	-	-	-
Water content after the test	23.54 %	23.95 %	24.1 %
Degree of saturation	92.5 %	93.4 %	97 %
Average degree of saturation		94.3 %	
Apparent cohesion (kPa)		0.067	
Internal friction at peak		29.89°	
Internal friction at critical state		26.95°	
Secant shear modulus at 0.5% of shear strain (kPa)	2988.50	7697.80	11772.90

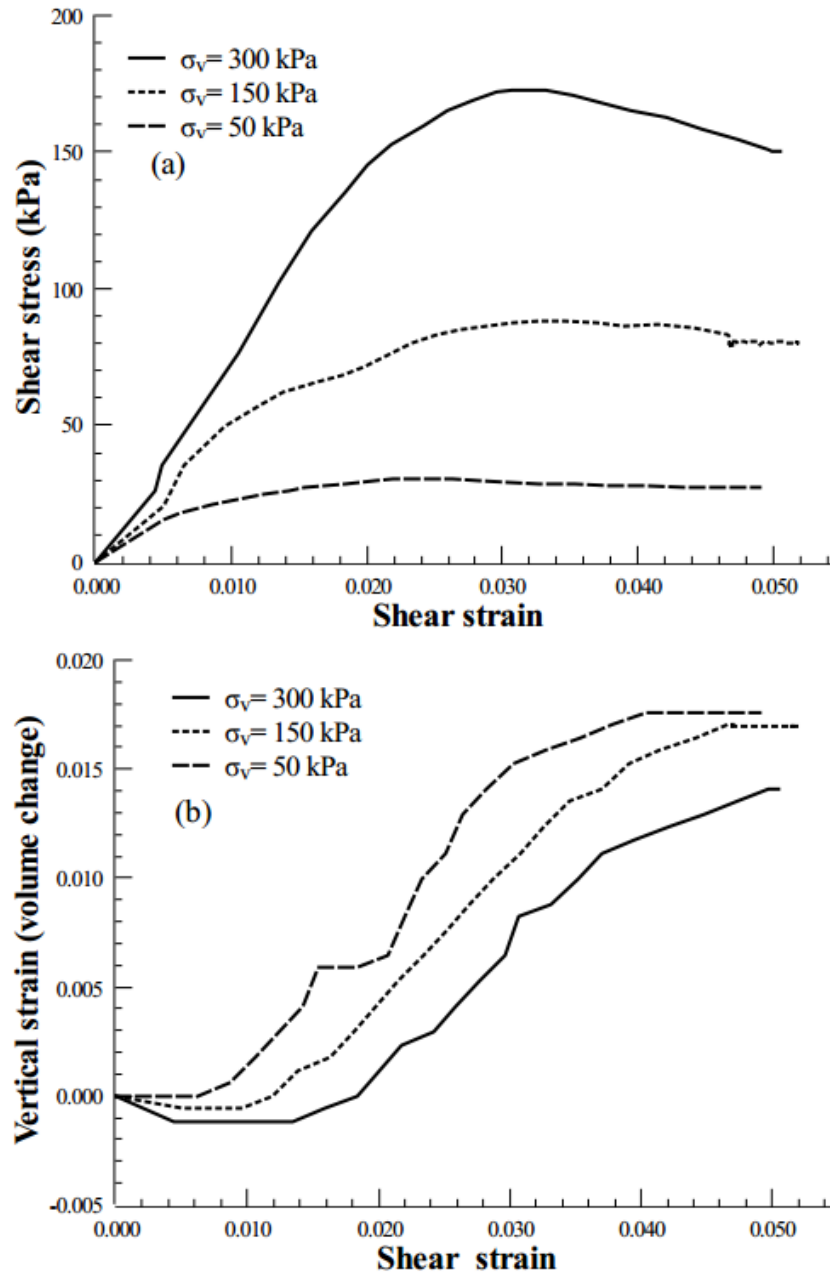


Figure 4.7 (a) Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons saturés de 0.25 mm-0.30 mm

Tableau 4.7 Résultats de cisaillement direct pour les billes de verre d'une taille de 0.25 mm-0.30 mm à l'état saturé

Gravimetric water content	Test results of SAT-DSS (0.25-0.30 mm)		
24.56%			
Target vertical stress (kPa)	50.0	150.0	300.0
Average applied vertical stress (kPa)	55.80	154.51	297.0
Shear stress at peak (kPa)	31.40	88.1	173.10
Shear stress at critical state (kPa)	27.43	80.01	150.0
Volumetric strain (%)	1.8 %	1.7 %	1.4 %
Initial void ratio	0.602	0.598	0.60
Final void ratio	0.613	0.608	0.608
Water content before the test	-	-	-
Water content after the test	23.47 %	23.90 %	24.3 %
Degree of saturation	91.78 %	93.1 %	97.3 %
Average degree of saturation		94.04 %	
Apparent cohesion (kPa)		0.0857	
Internal friction at peak		30.13°	
Internal friction at critical state		26.88°	
Secant shear modulus at 0.5% of shear strain (kPa)	3066.71	4085.4	7208.3

4.2.2. Condition non saturée

Comme indiqué précédemment, une série de 72 essais de cisaillement (sauf les essais répétés) ont été effectués à différentes contraintes verticales et à une gamme de succion nominale obtenue en changeant la teneur en eau des billes de verre choisies de 8 % à 20 %. Pour illustrer, les Figures 4.8 à 4.13 montrent la variation de la contrainte de cisaillement en fonction de la déformation en cisaillement et la déformation volumique en fonction de la déformation en cisaillement sous les contraintes verticales nominales à différents teneurs en eau pour les billes de verre de 0.25 mm-0.30 mm respectivement. Les Tableaux 4.8 à 4.9 illustrent également les résultats des essais de cisaillement direct ainsi que les propriétés mécaniques des échantillons. Les sections A.2 et B.2 sont consacrées aux résultats des essais de cisaillement direct non saturé de 1.25 mm-1.40 mm, 0.355 mm-0.425 mm respectivement.

4.3. Erreurs liées à la variation de la teneur en eau.

Pour les essais saturés, le Tableau 3.5 indique les teneurs en eau saturée visées pendant les essais. Évidemment, en raison de difficultés de performance ou de piégeage de l'air dans les pores pendant la phase de saturation, il est difficile d'obtenir une teneur en eau saturée parfaite. De plus, à la fin des essais, les techniques d'échantillonnage conventionnelles auraient pu entraîner des erreurs importantes dans la mesure de la teneur en eau en raison de la perméabilité élevée des échantillons de billes de verre. Par conséquent, il a été suggéré d'utiliser les billes de verres dans la cellule de cisaillement pour mesurer la teneur en eau à la fin de chaque essai afin de réduire les erreurs induites et d'améliorer l'uniformité de la teneur en eau dans les échantillons testés. Pour les billes de verre saturées, les échantillons ont été soigneusement retirés dans un contenant et mis au four pendant la nuit (pendant 24 heures) avant de mesurer la teneur en eau. Le Tableau 4.10 montre les erreurs concernant la mesure de la teneur en eau saturée lors des essais saturés.

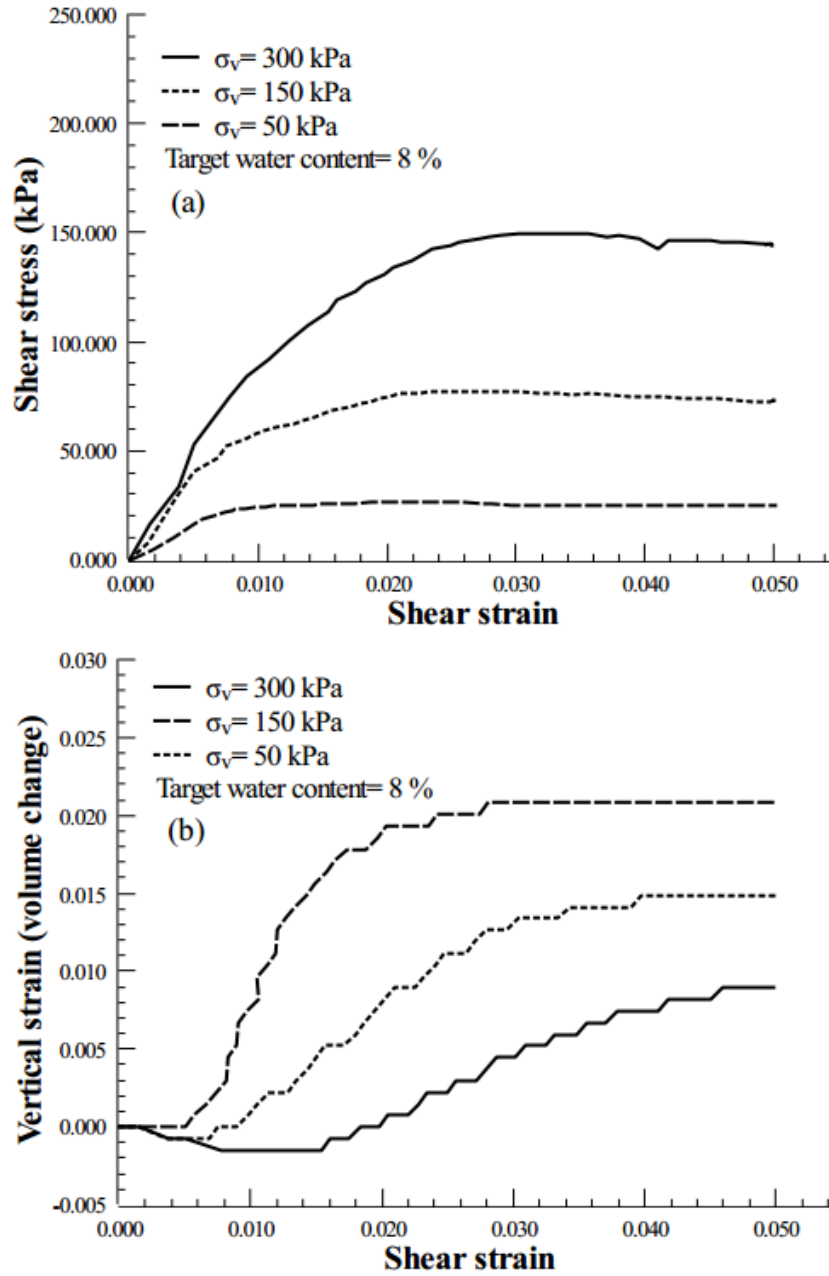


Figure 4.8 (a) Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons de 0.25 mm-0.30 mm ($w=8\%$)

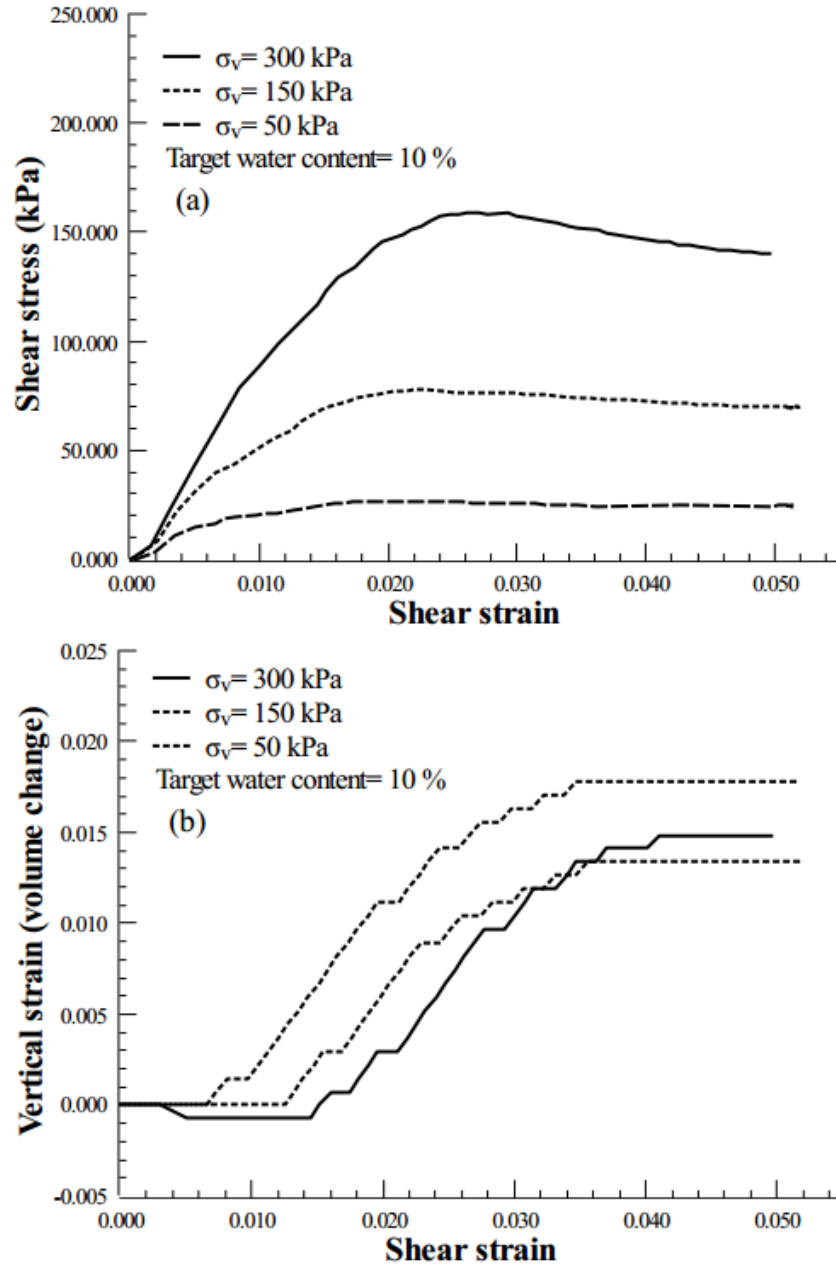


Figure 4.9 (a) Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons de 0.25 mm-0.30 mm ($w=10\%$)

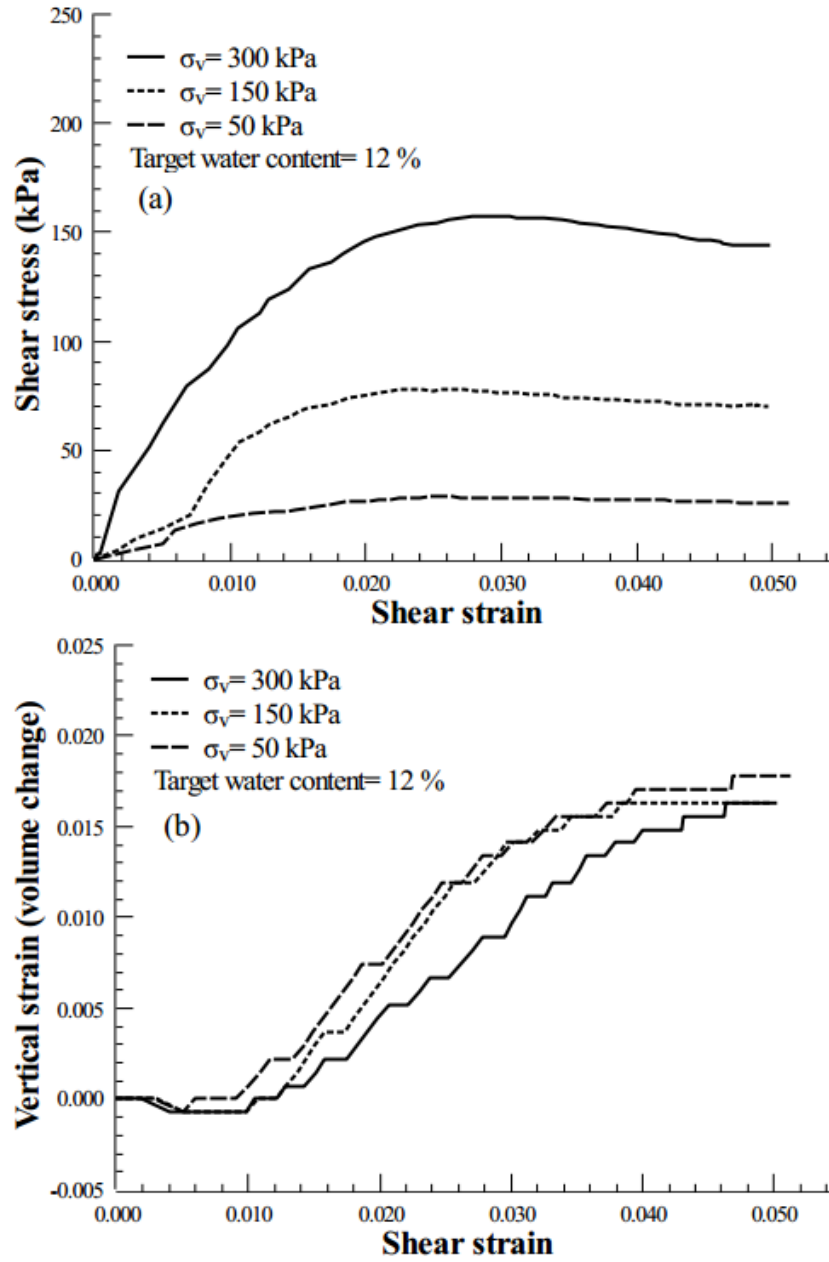


Figure 4.10 (a) Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons de 0.25 mm-0.30 mm ($w=12\%$)

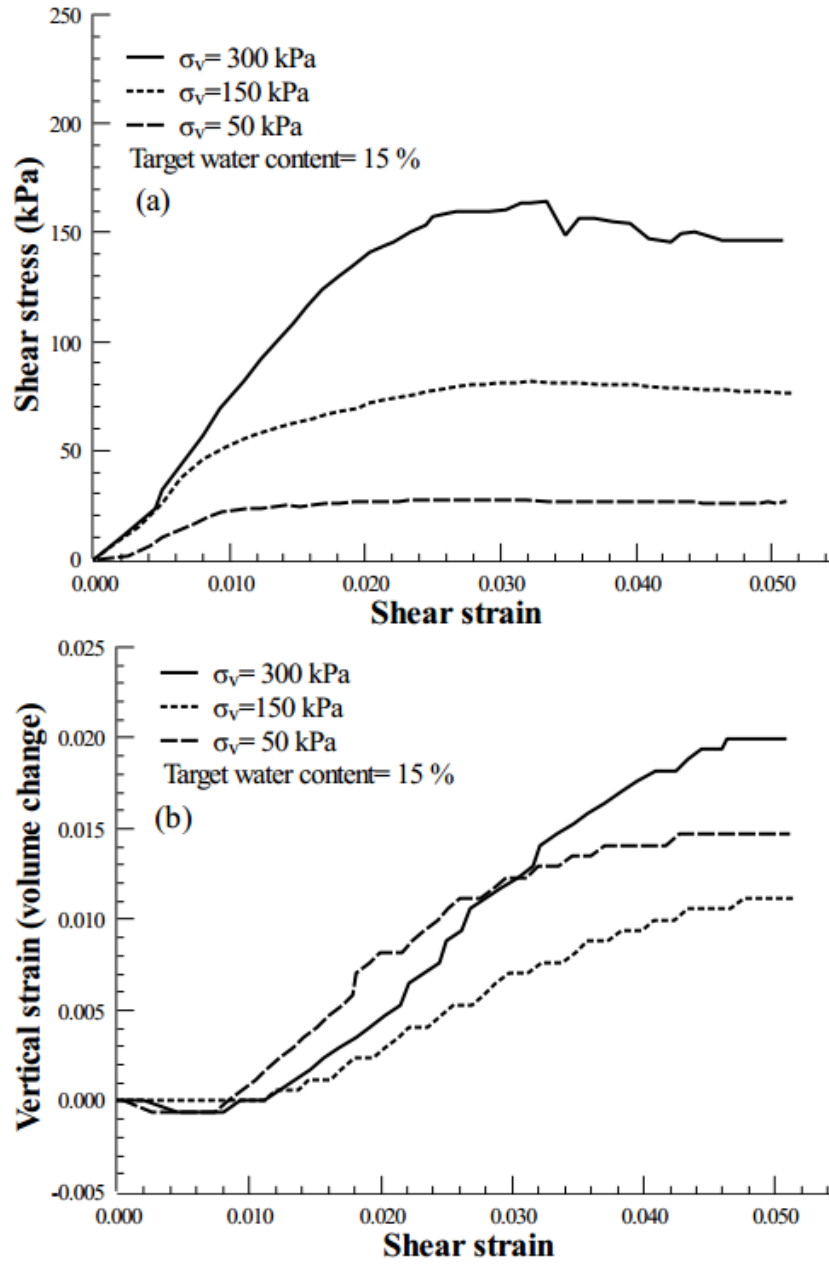


Figure 4.11 (a) Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons de 0.25 mm-0.30 mm ($w=15\%$)

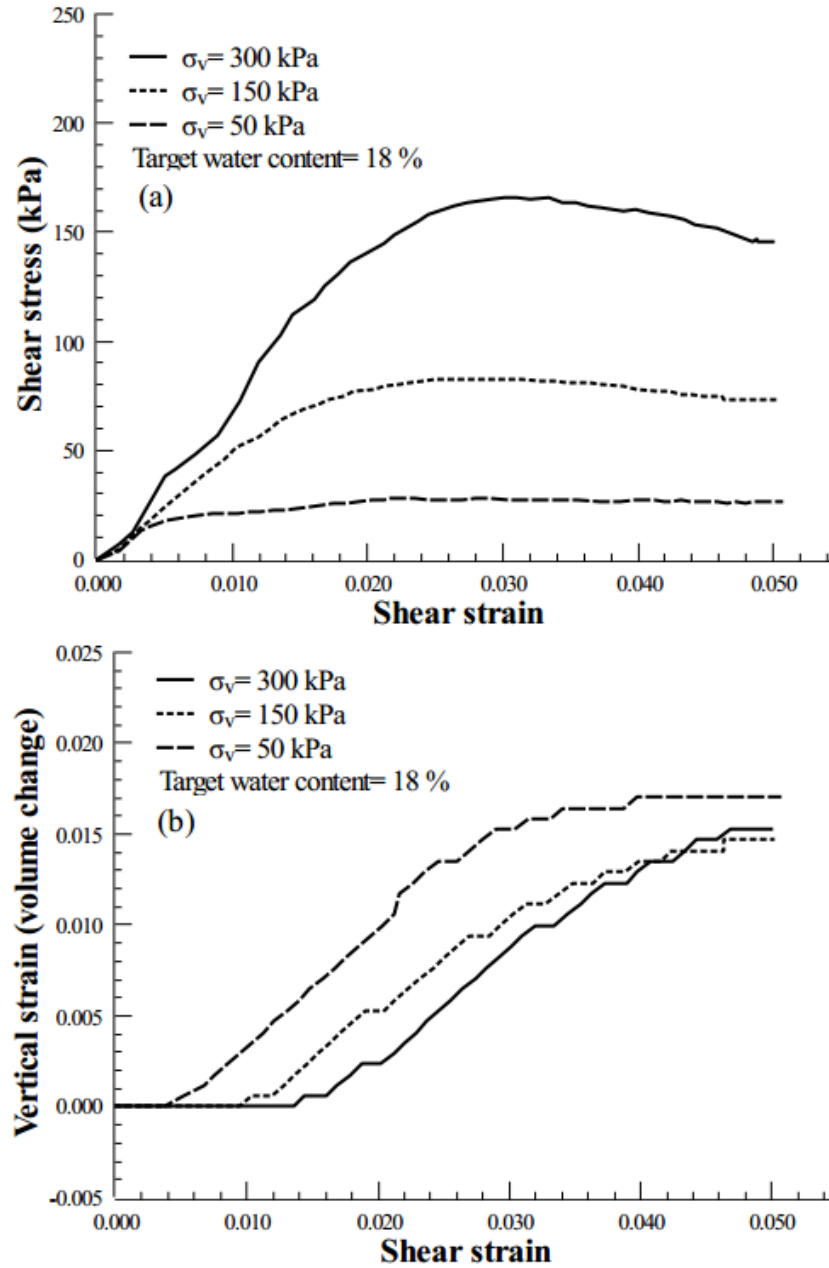


Figure 4.12 (a) Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons de 0.25 mm-0.30 mm ($w=18\%$)

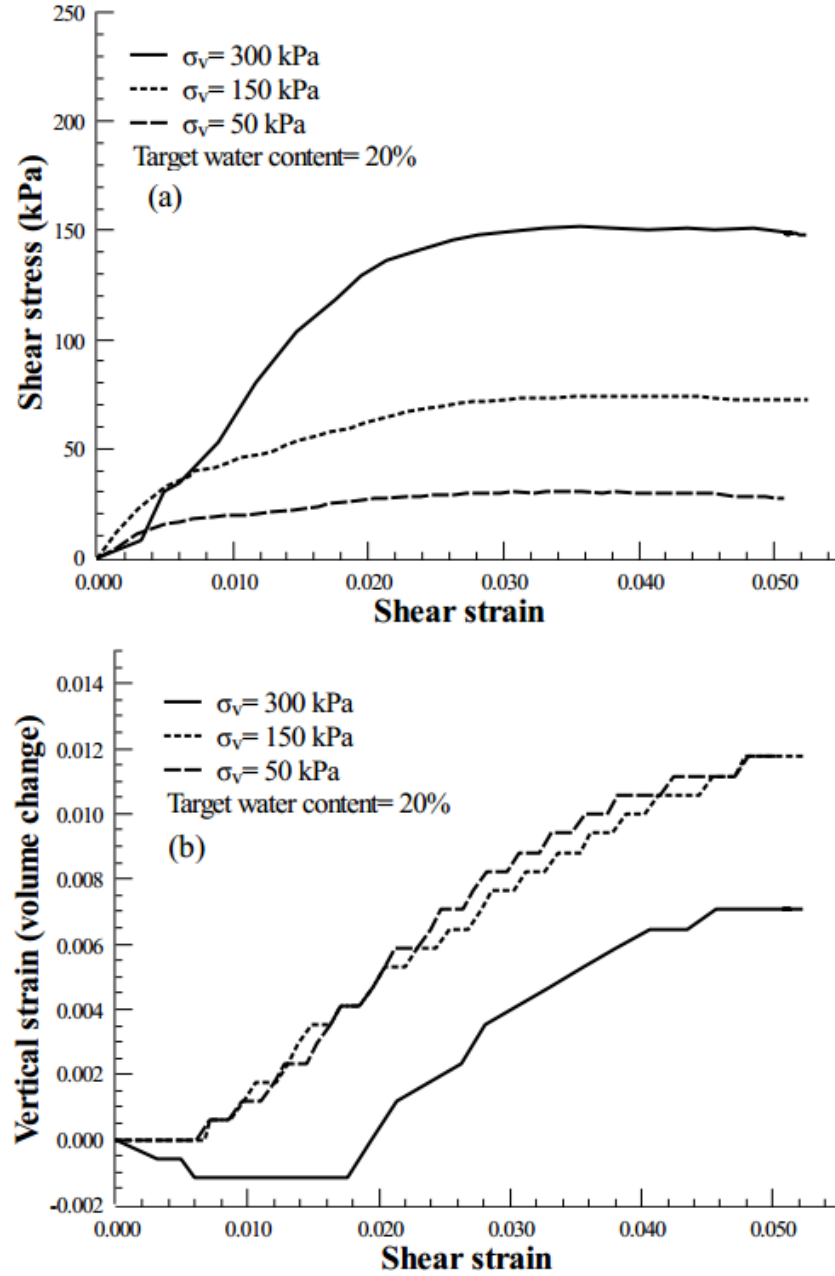


Figure 4.13 (a) Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons de 0.25 mm-0.30 mm ($w=20\%$)

Tableau 4.8 Résultats de cisaillement direct pour les billes de verre d'une taille de 0.25 mm-0.30 mm à l'état non saturé (partie 1)

Test results of UNSAT-DSS (0.25-0.30 mm)									
	Gravimetric water content 8 %			Gravimetric water content 10 %			Gravimetric water content 12 %		
Average applied vertical stress (kPa)	50.06	151.0	296.5	51.03	151.15	299.2	51.2	149.9	301.0
Shear stress at peak (kPa)	26.6	80.74	152.6	26.6	78.09	159.06	28.78	78.2	163.1
Shear stress at critical state (kPa)	24.9	73.01	144.3	24.5	69.6	139.14	25.5	70.9	144.0
Volumetric strain (%)	1.2 %	1.5 %	0.9 %	1.8 %	1.3 %	1.5 %	1.8 %	1.6 %	1.6 %
Initial void ratio	0.589	0.594	0.60	0.61	0.601	0.595	0.613	0.607	0.597
Final void ratio	0.596	0.602	0.605	0.62	0.608	0.604	0.624	0.616	0.606
Water content before the test	0.081	0.081	0.079	0.105	0.110	0.097	0.125	0.120	0.131
Water content after the test	0.078	0.080	0.078	0.098	0.104	0.092	0.116	0.113	0.124
Average water content		0.079			0.102			0.125	
Average degree of saturation		0.284			0.370			0.433	
Average applied suction (kPa)*		2.58			2.48			2.42	
Apparent cohesion (kPa)		0.313			0.417			0.445	
Internal friction at peak		27.43°			27.85°			28.3°	
Internal friction at critical state		25.82°			24.82°			25.44°	
Secant shear modulus at 0.5 % of shear strain (kPa)	3391.9	7889.2	10536.5	3125.4	6288.2	9143.9	1401.2	2747.4	12361

* mesuré en utilisant le modèle de Van Genuchten.

Tableau 4.9 Résultats de cisaillement direct pour les billes de verre d'une taille de 0.25 mm-0.30 mm à l'état non saturé (partie 2)

Test results of UNSAT-DSS (0.25-0.30 mm)									
	Gravimetric water content 15 %			Gravimetric water content 18 %			Gravimetric water content 20 %		
Average applied vertical stress (kPa)	51.62	150.32	299.5	51.42	150.5	297.2	52.15	150.8	297.9
Shear stress at peak (kPa)	27.78	81.4	165.02	28.01	85.13	166.25	30.55	74.43	151.9
Shear stress at critical state (kPa)	26.0	73.2	146.4	26.10	73.7	145.4	27.8	72.1	147.6
Volumetric strain (%)	1.5 %	1.1 %	2.0 %	1.7 %	1.5 %	1.5 %	1.2 %	1.25 %	0.8 %
Initial void ratio	0.597	0.601	0.610	0.60	0.583	0.597	0.581	0.59	0.602
Final void ratio	0.605	0.608	0.622	0.610	0.592	0.606	0.587	0.597	0.608
Water content before the test	0.147	0.151	0.154	0.188	0.182	0.181	0.204	0.210	0.199
Water content after the test	0.137	0.140	0.145	0.170	0.168	0.167	0.186	0.197	0.184
Average water content		0.145			0.176			0.198	
Average degree of saturation		0.543			0.661			0.749	
Average applied suction (kPa)*		2.29			2.16			2.04	
Apparent cohesion (kPa)		0.576			0.75			0.779	
Internal friction at peak		30.28°			29.26°			27.78°	
Internal friction at critical state		25.94°			25.92°			26.08°	
Secant shear modulus at 0.5 % of shear strain (kPa)	2210.3	5064.3	6317.8	3587.6	4788.3	7610.4	3066.7	6529.4	6174.5

* mesuré en utilisant le modèle de Van Genuchten.

Tableau 4.10 Évolution de la teneur en eau gravimétrique saturée au cours du processus de cisaillement pour échantillons saturés

Glass-beads	Target water content before tests			Water content after tests			Error		
	50 kPa	150 kPa	300 kPa	50 kPa	150 kPa	300 kPa	50 kPa	150 kPa	300 kPa
1.25-1.40 mm	0.240	0.242	0.235	0.215	0.225	0.219	10.4%	7.0%	6.80%
0.355-0.40 mm	0.235	0.239	0.241	0.221	0.224	0.219	6.30%	6.27%	9.12%
0.25-0.30 mm	0.240	0.241	0.237	0.227	0.232	0.225	5.41%	3.73%	5.06%

Les erreurs calculées suggéraient que les spécimens présumés saturés n'étaient pas exactement saturés. La raison de ces erreurs n'est pas claire puisqu'elles peuvent être associées à la perte d'eau pendant le cisaillement ou après l'exécution des essais. Indépendamment de cela, il est important de voir que la variation des erreurs a suivi un certain schéma. Par exemple, en présence de contraintes verticales faibles (ou de contraintes de confinement faibles), les erreurs induites étaient plus élevées que les contraintes verticales plus élevées. On peut en déduire que la pré-confinement des échantillons avant la mesure de la teneur en eau a fait en sorte que les billes de verre conservent une mémoire de la configuration des particules, ce qui a permis de mieux retenir l'eau que les échantillons à plus faible confinement. En outre, il a été observé que les billes de verre plus fines présentaient moins d'erreurs induites par la variation de la teneur en eau. De même, cela peut être attribué à la configuration des particules et à la surface spécifique plus élevée des billes de verre plus fines.

Pour les billes de verre non saturé, une approche similaire a été adoptée afin de tenir compte des mesures de la teneur en eau. Les Tableaux 4.11 à 4.13 montrent l'évolution de la teneur en eau pendant les essais de cisaillement non saturé pour les billes de verre en fonction de leurs dimensions. Comme on peut le constater pour les trois dimensions, avec une teneur en eau cible de 20 % et 18 % et une teneur en eau presque saturée, les erreurs concernant la perte de teneur en eau étaient plus élevées que la teneur en eau inférieure (les teneurs en eau ont été arrondies à deux décimales). Le drainage de l'eau de l'échantillon pendant le compactage ou les variations de température pendant les essais ont été considérés comme les principales raisons pour ne pas atteindre la teneur en eau cible à une teneur en eau proche de la saturation. A une succion proche de zéro, l'effort de compactage peut altérer l'interaction sol et l'eau et peut créer une pression d'eau

en excès locale qui transforme la pression d'eau négative en pression d'eau positive dans les pores et provoque le drainage de l'eau à l'intérieur de l'échantillon. Par contre, pour des teneurs en eau correspondant à l'état transitoire et résiduel, les erreurs dues à l'effort de compactage ont été réduites puisque la succion à l'intérieur des échantillons était suffisante pour ne pas laisser l'eau à drainer.

D'après les Tableaux 4.12 à 4.14, on peut insinuer que les essais contrôlés par succion peuvent être remplacés par des essais contrôlés par la teneur en eau dans un état transitoire et résiduel de rétention d'eau, à condition que l'erreur due à la perte de teneur en eau soit négligeable. Cette méthode de pensée appuie les conclusions de Zhang [2016] où il a soutenu que les essais conventionnels non drainés qui ne peuvent prendre que quelques heures sont supérieures aux essais contrôlés par succion pour mesurer la variation de la succion sur le comportement hydromécanique des sols non saturés par rapport aux essais contrôlés par succion. En d'autres termes, des études telles que celles de Blahova et al. [2013] et de Bingjian et al. [2013] où l'étendue de cisaillement des matériaux argileux et des déchets solides ont été respectivement étudiés en faisant varier la seule teneur en eau sont essentiellement suffisantes tant que le comportement de rétention hydraulique sur les sols non saturés est disponible. Évidemment, cette approche induit des erreurs dues à la perte d'eau. La marge d'erreur acceptable dépend de la sensibilité des sols testés ou de l'importance d'un projet. Une telle conclusion de cette section pourrait apporter un progrès significatif vers l'étude de la mécanique des sols non saturés puisque n'importe quel laboratoire dans le monde pourrait employer des techniques de laboratoire communes pour examiner la résistance au cisaillement des sols non saturés seulement en acquérant des CRE acceptables.

Tableau 4.11 Évolution de la teneur en eau gravimétrique pendant le processus de cisaillement pour les billes de verre d'un diamètre de 1.25 mm-1.40 mm

W_T	Water content prior to tests			Water content after tests			Average water content			 Error 		
	50 kPa	150 kPa	300 kPa	50 kPa	150 kPa	300 kPa	50 kPa	150 kPa	300 kPa	50 kPa	150 kPa	300 kPa
20%	0.201	0.210	0.198	0.186	0.197	0.184	0.194	0.204	0.191	7.46%	6.20%	7.07%
18%	0.180	0.185	0.186	0.170	0.173	0.175	0.175	0.179	0.181	5.55%	6.48%	5.92%
15%	0.149	0.150	0.148	0.145	0.143	0.140	0.145	0.146	0.144	5.36%	4.67%	5.40%
12%	0.121	0.115	0.123	0.116	0.110	0.117	0.119	0.113	0.120	4.13%	4.34%	4.87%
10%	0.101	0.097	0.097	0.096	0.093	0.094	0.098	0.095	0.096	4.95%	4.13%	3.09%
8%	0.082	0.080	0.083	0.078	0.077	0.079	0.080	0.078	0.081	4.87%	3.75%	4.81%

Tableau 4.12 Évolution de la teneur en eau gravimétrique pendant le processus de cisaillement pour les billes de verre d'un diamètre de 0.355 mm-0.40 mm

W_T	Water content prior to tests			Water content after tests			Average water content			 Error 		
	50 kPa	150 kPa	300 kPa	50 kPa	150 kPa	300 kPa	50 kPa	150 kPa	300 kPa	50 kPa	150 kPa	300 kPa
20%	0.201	0.210	0.199	0.184	0.194	0.184	0.193	0.202	0.192	8.45%	7.61%	7.53%
18%	0.184	0.184	0.178	0.169	0.171	0.165	0.177	0.178	0.172	8.15%	7.06%	7.30%
15%	0.148	0.155	0.147	0.139	0.146	0.140	0.146	0.151	0.144	6.08%	5.80%	4.76%
12%	0.123	0.119	0.120	0.119	0.112	0.110	0.121	0.116	0.115	3.25%	5.88%	4.16%
10%	0.107	0.099	0.103	0.100	0.095	0.098	0.103	0.097	0.101	6.54%	4.04%	3.98%
8%	0.083	0.079	0.081	0.078	0.076	0.780	0.080	0.076	0.079	6.02%	3.79%	3.70%

Tableau 4.13 Évolution de la teneur en eau gravimétrique pendant le processus de cisaillement pour les billes de verre d'un diamètre de 0.25 mm-0.30 mm

W_T	Water content prior to tests			Water content after tests			Average water content			 Error 		
	50 kPa	150 kPa	300 kPa	50 kPa	150 kPa	300 kPa	50 kPa	150 kPa	300 kPa	50 kPa	150 kPa	300 kPa
20%	0.204	0.210	0.199	0.186	0.197	0.184	0.195	0.206	0.192	8.82%	6.19%	7.53%
18%	0.188	0.182	0.181	0.170	0.168	0.167	0.179	0.175	0.174	9.57%	7.69%	7.73%
15%	0.147	0.151	0.154	0.137	0.140	0.145	0.140	0.146	0.149	9.52%	7.28%	5.84%
12%	0.125	0.120	0.131	0.116	0.113	0.124	0.121	0.116	0.128	7.20%	6.67%	5.34%
10%	0.105	0.110	0.097	0.098	0.104	0.092	0.102	0.107	0.095	6.67%	5.45%	5.15%
8%	0.081	0.081	0.079	0.078	0.080	0.078	0.079	0.080	0.079	3.70%	1.35%	1.76%

CHAPITRE 5

5 Interprétation des résultats expérimentaux

5.1. Détermination de CCSC basée sur CRE

5.1.1. Modélisation CRE

La procédure expliquée au chapitre 3 pour la détermination CRE à l'aide de la technique CEN (sections 3.2) a été exécutée et les résultats sont présentés dans la Figure 4.1. Les CRE obtenus en fonction du degré de saturation sont représentés sur le graphe de la Figure 5.1. Les résultats expérimentaux ont été ajustés en utilisant les modèles de Van Genuchten [1980] et Fredlund et al. [1994] pour les courbes de séchage. Les paramètres d'ajustement utilisés dans ce modèle pour le chemin de séchage sont indiqués dans le Tableau 5.1. Le modèle de Fredlund et al. [1994] est donné par l'équation 5.1 tandis que le modèle de Van Genuchten (VG) est montré par l'équation 5.2. Il convient de noter que dans le modèle de Fredlund et al. (FX), la succion en étuve est utilisée comme valeur limite de succion. Cette valeur passe de 5.8 à 6.0 logkPa et dépend de la température et de l'humidité de l'air entrant dans étuve, du taux d'humidité de l'air extérieur et de la température d'étuve [Beal, 2013]. Sur le chantier, la magnitude de la succion totale peut varier de 0.0 à 1.2×10^6 kPa [Lu et al. 2004]. Dans cette étude, en raison de la granularité et de l'uniformité des billes de verre, cette valeur a été considérée comme 100 kPa.

$$S_r = \left[1 - \frac{\ln\left[1 + \frac{s}{s_r}\right]}{\ln\left[1 + \left(\frac{10^2}{s_r}\right)\right]} \right] \left[\frac{1}{\ln\left[e + \left(\frac{s}{\alpha}\right)^n\right]} \right]^m \quad \text{Équation 5.1}$$

Où S_r est le degré de saturation, $e = 2.718$, s est la succion donnée, s_r est la succion résiduelle correspondant au degré de saturation résiduelle, α , n et m sont des paramètres d'ajustement du modèle.

$$S_r = \frac{(1-S_{r,r})}{\left[1+\left(\frac{s}{\alpha}\right)^n\right]^m} + S_{r,r} \quad \text{Équation 5.2}$$

Où $S_{r,r}$ est le degré résiduel de saturation, α , n et m sont des paramètres d'ajustement liés à la valeur d'entrée d'air (AEV) et à la distribution de la taille des pores.

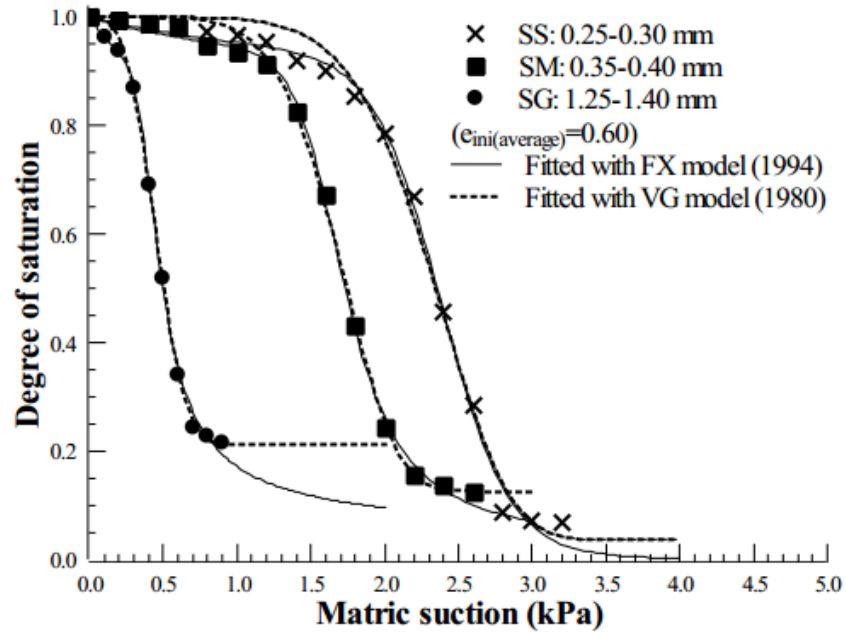


Figure 5.1 Courbes de rétention d'eau des billes de verre testées

Tableau 5.1 Les paramètres d'ajustement des modèles CRE utilisés pour les billes de verre non saturés.

Van Genuchten's model fitting parameters						
Specimen ID	α	n	m	$S_{r,r}$	R^2	RMSE
SG	1.831	3.915	140.6	0.223	0.9975	0.0200
SM	5.330	5.045	262.3	0.124	0.9940	0.0290
SS	6.334	6.31	383.8	0.036	0.9933	0.0326
Fredlund and Xing model fitting parameters						
Specimen ID	α	n	m	s_r (kPa)	R^2	RMSE
SG	0.428	4.048	1.392	1.007	0.9951	0.02810
SM	1.614	11.33	1.264	5.159	0.9987	0.01506
SS	2.527	9.575	3.605	7.245	0.9973	0.02054

Pour les CRE obtenus, comme dans la Figure 5.1, les AEV ont été déterminés en traçant l'intersection des tangentes où la pente change rapidement. Dans ce cas, les AEV étaient respectivement de 0.35, 1.49 et 2.50 kPa pour les billes de verre SG (1.25 mm-1.40 mm), SM (0.355 mm-0.425 mm) et SS (0.25 mm-0.30 mm). Ces valeurs correspondaient aux valeurs obtenues du modèle de Van Genuchten (VG) et du modèle de Fredlund et al. (FX), comme le montre le Tableau 5.1. D'après le Tableau 5.1 et la Figure 5.1, bien que les modèles VG et FX soient suffisamment précis, il semble que le modèle FX puisse mieux s'adapter aux données expérimentales, en particulier dans la gamme résiduelle. Des observations similaires ont été présentées par Fredlund et al. [1994] et Sillers [1997] concernant la précision des modèles CRE. Essentiellement, la précision de la fonction mathématique de la prévision du CRE dépend du nombre de paramètres d'ajustement incorporés dans le modèle. En ce sens, les modèles d'ajustement à quatre paramètres tels que Van Genuchten [1980], Fredlund et al. [1994], Omuto et al. [2009] sont supérieurs aux modèles à trois paramètres et à deux paramètres tels que Brooks et al. [1964].

Toutefois, à l'état résiduel, en raison de la complexité de l'interaction entre les particules du sol et de l'eau, la définition de la succion résiduelle ou du degré de saturation résiduelle n'est pas claire. Certaines études telles que Alonso et al. [2010] établissent un lien entre l'état résiduel de succion ou la teneur en eau et le volume d'eau qui n'est pas piégée dans les micropores du sol alors qu'il existe des études dans lesquelles l'état résiduel est associé à la formation d'un film liquide d'eau sur les particules du sol. Konrad et al. [2015] a exprimé le fait que le film liquide entourant les particules ne devrait pas contribuer à une contrainte effective et que la contrainte de cisaillement est uniquement affectée à la composante capillaire de la rétention d'eau. C'est pourquoi certains chercheurs ont tenté de surmonter ce problème en normalisant les modèles de rétention pour incorporer l'état de rétention résiduel [Vanapalli et al. 1996; Pasha et al. 2017]. Par conséquent, pour évaluer l'effet de la succion sur la variation de la résistance au cisaillement, il est suggéré de considérer uniquement la variation effective du degré de saturation et de ne pas tenir compte du comportement de l'état résiduel. Dans la section suivante, les modèles VG et FX sont utilisés pour prédire la contrainte de succion et la cohésion apparente des billes de verre afin d'évaluer la consistance de ces modèles CRE pour prédire les résultats de résistance au cisaillement.

De plus, d'après la Figure 5.1, on a observé que les billes de verre plus fines avaient une capacité de rétention supérieure à celle des billes de verre plus larges. Il s'agit d'un phénomène bien observé

dans les études de rétention hydraulique. Comme indiqué par [Lu et al. \[2004\]](#), les matériaux tels que les billes de verre testées qui ont une distribution de taille de pores relativement uniforme, ont souvent des courbes caractéristiques relativement plates dans le régime capillaire parce que la majorité des pores sont drainés sur une plage de succion relativement faible. Le CRE est également lié à la capacité de retenue d'eau d'un sol. La capacité de retenue d'eau d'un sol est associée à l'écoulement de l'eau à travers un sol non saturé et est égale à la pente arithmétique du CRE (teneur en eau volumétrique) qui peut être calculée en utilisant l'équation 5.3.

$$m_2^w = \frac{d(V_w/V_o)}{d(u_a - u_w)} \quad \text{Équation 5.3}$$

Où m_2^w est le coefficient de changement de volume d'eau ou de capacité de retenue, V_w est le volume d'eau dans les pores et V_o est le volume total de l'élément du sol. Du point de vue physique, la capacité de retenue d'eau d'un sol est égale à la différence entre la teneur en eau volumétrique saturée et résiduelle. Cette valeur mesure la quantité maximale d'eau qui peut être absorbée ou désorbée par capillarité [[L.T. Zhan et Ng, 2004](#)]. La Figure 5.2 montre la variation de la capacité de retenue d'eau des billes de verre testées par rapport à la variation de la succion à l'aide du modèle VG. Pour obtenir la fonction de retenue d'eau, le logiciel mathématique de MATLAB a été utilisé pour différencier le modèle VG. La fonction de retenue d'eau est donnée par l'équation suivante :

$$mn \left(\frac{s}{\alpha} \right)^{n-1} \times \frac{(S_{r,r}-1)}{\left[\alpha \left(\frac{s}{\alpha} \right)^n + 1 \right]^{(m+1)}} \quad \text{Équation 5.4}$$

Où $S_{r,r}$, α , n et m sont des paramètres d'ajustement VG. Comme on peut le voir à la Figure 5.2, une réduction du degré de saturation ou une augmentation de la succion atteint la capacité de retenue d'eau à une valeur maximale et, par la suite, une réduction de la capacité de retenue d'eau. Il a été observé que la capacité de retenue d'eau des billes de verre de plus grand diamètre est supérieure à celle des billes de verre plus fines. Les principales différences entre les CRE obtenus sont leur AEV et n paramètres d'ajustement qui représentent le taux de désaturation. Cette

observation est cohérente avec les résultats de [Fredlund et al. \[2012\]](#). Une valeur plus grande de m_2^w représente une capacité de retenue d'eau plus élevée qui augmente avec la taille des pores. Bien que d'autres études soient nécessaires pour comprendre le suintement dans les sols non saturés, les résultats indiquent que les CRE de billes de verre obtenus présentent un résultat cohérent.

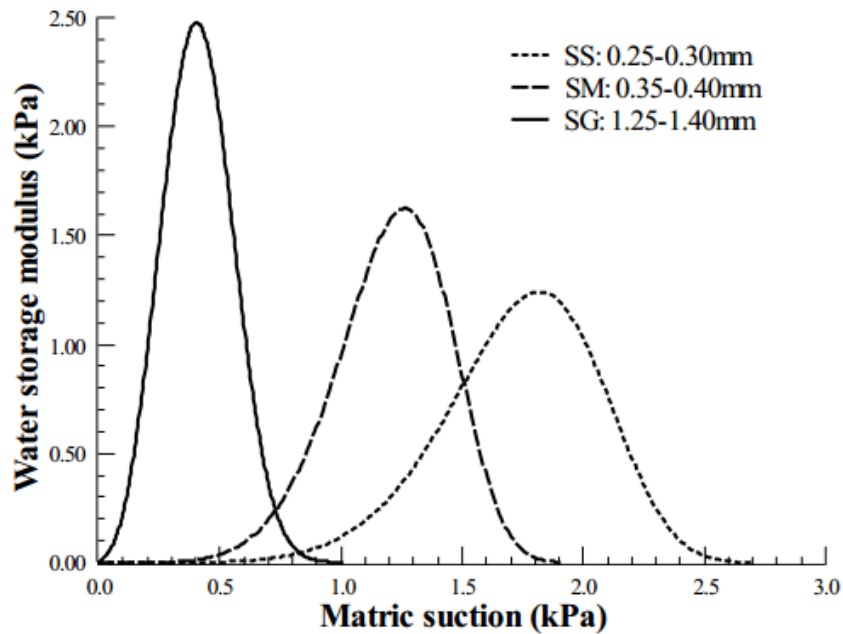


Figure 5.2 Comparaison des fonctions de retenue d'eau pour les billes de verre testées.

5.1.2. CCSC prévue

Comme expliqué à la section 2.5.4, il existe une relation intrinsèque entre la courbe de contrainte de succion caractéristique (CCSC) et la courbe de rétention d'eau du sol (CRE). En l'absence d'essais de résistance à la tension ou au cisaillement, le CCSC peut être obtenu en utilisant le CRE par l'équation 2.20. La Figure 5.3(a) et 5.3(b) montrent les CCSC prédites des billes de verre testées en utilisant respectivement les modèles VG et FX. Évidemment, les billes de verre de 1.25 mm-1.40 mm présentaient une contrainte de succion plus élevée induite par la succion matricielle, tandis que les billes de verre de 0.25 mm-0.30 mm présentaient la contrainte de succion la plus faible induite par la succion matricielle. Il est important d'indiquer que la contrainte de succion est

essentiellement une contrainte de tension qui, selon la convention du signe, est négative, comme le montrent les Figures 5.3(a) et 5.3(b). En conséquence, 1.25 mm-1.40 mm présentait une contrainte de succion supérieure à celle des billes de verre de 0.25 mm-0.30 mm.

Cependant, si la contrainte de succion est considérée comme positive, dans ce cas, 1.25 mm-1.40 mm avait la plus faible contrainte de succion a contribué à la contrainte effective. D'après la Figure 5.3(a) et 5.3(b), les modèles VG et FX sont capables de produire le CCSC attribué au CRE. Pourtant, comme le montre la Figure 5.4, la différence entre les modèles FX et VG réside dans la capture de la contribution minimale de la contrainte de succion. Avec la diminution de la taille des billes de verre, la valeur minimale de la contrainte de succion a augmenté, sauf pour le modèle VG où elle semble montrer une diminution minime. Dans les sections suivantes, les CCSC prédites basées sur les modèles VG et FX sont comparées aux CCSC expérimentales obtenues à partir des essais de résistance directe au cisaillement afin d'observer la précision de ces méthodes. Il convient également de mentionner que pour les matériaux granulaires testés, l'effet de l'état de contrainte ou de l'état initial du matériau sur le CRE et par la suite sur le CCSC est ignoré puisque les billes de verre avaient déjà une configuration dense et qu'on s'attendait à ce qu'elles aient une très faible déformation.

De nombreuses études suggèrent que les modèles de rétention d'eau indépendants du ratio de vide peuvent être insuffisants pour des cas tels que les sols déformables où les courbes de rétention d'eau du sol dépendent du niveau de contrainte [Gallipoli et al. 2003; Nuth et al. 2008; Tarantino 2009; Heshmati et al. 2015]. Par exemple, les études de Gallipoli et al. [2003] ont prouvé que la variation d'indice des vides produit des changements dans les dimensions des vides et provoque des changements correspondants dans le CRE. L'effet d'une telle dépendance du CRE et du CCSC doit être étudié afin d'améliorer la capacité du cadre caractéristique des contraintes de succion à prédire la contrainte effective des sols non saturés.

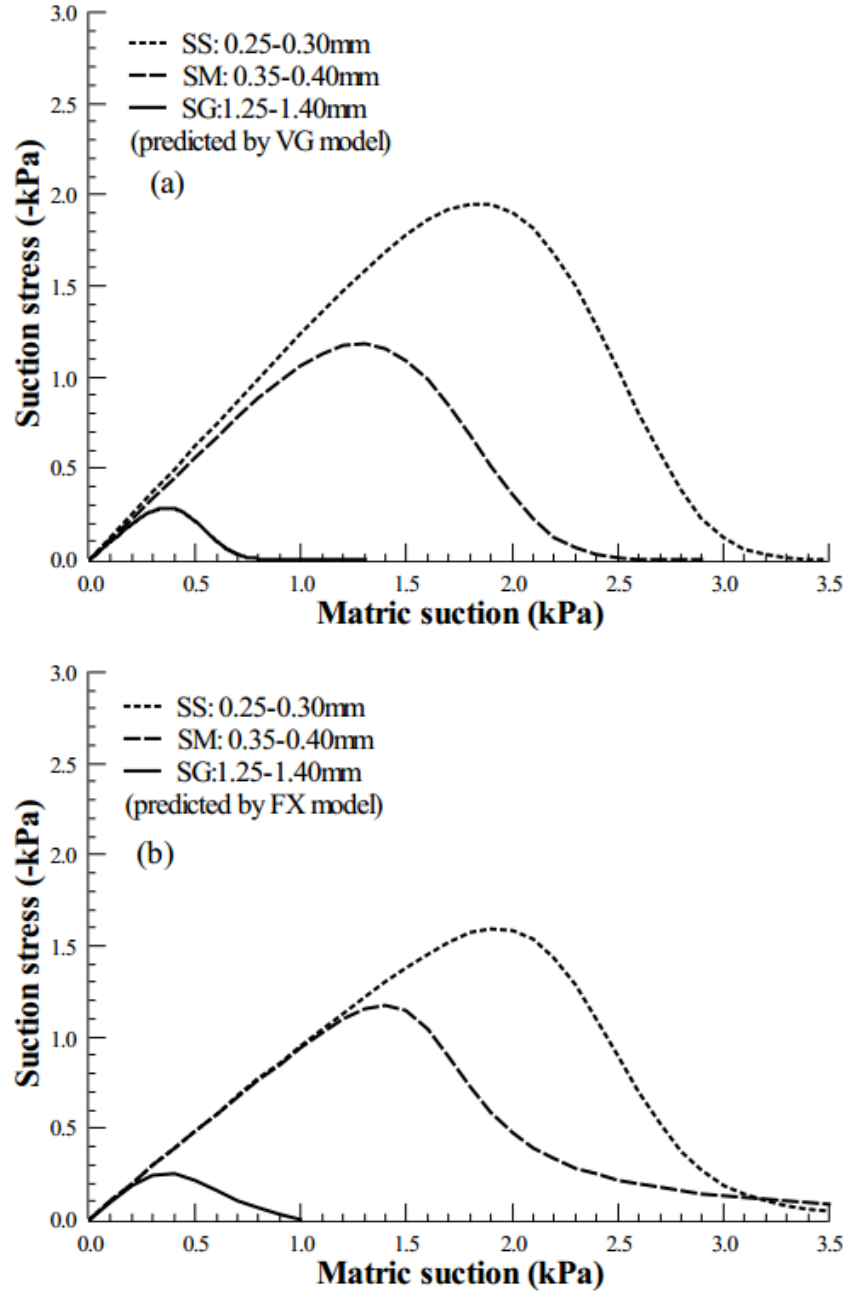


Figure 5.3 Évolution des courbes de contrainte de succion caractéristiques en utilisant (a) le modèle FX (b) le modèle VG.

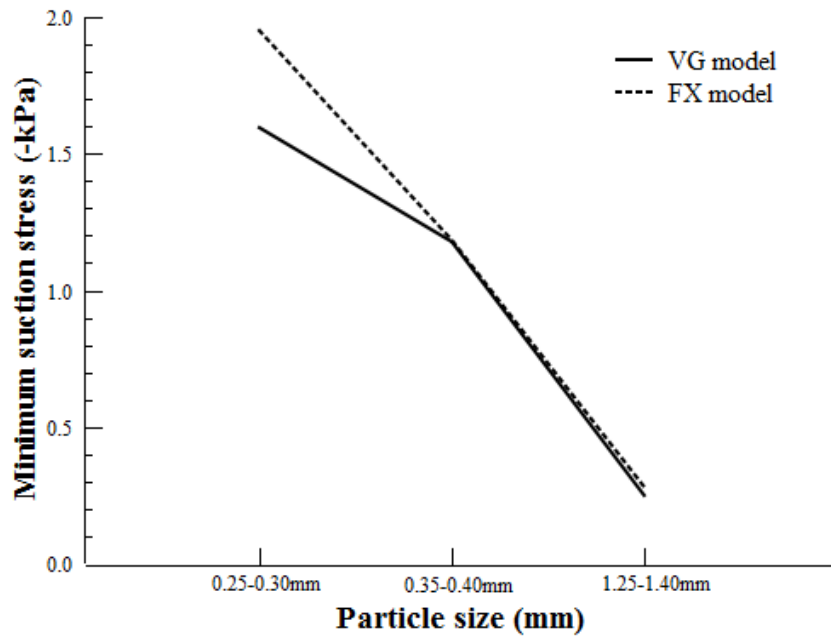


Figure 5.4 Contribution minimale de la contrainte de succion à la contrainte effective en fonction de la taille des billes de verre.

5.1.3. CCSC expérimental à partir de l'essai de cisaillement direct.

La Figure 5.5 illustre les résultats expérimentaux des essais de cisaillement direct conventionnels sur des billes de verre non saturé d'un diamètre de 0.25 mm-0.30 mm. Les sections A.2 et B.2 sont également dédiées aux billes de verre de 1.25 mm-1.40 mm et 0.355 mm-0.425 mm. Pour les études préliminaires, le critère de rupture de Mohr-Coulomb est utilisé pour analyser la résistance au cisaillement non saturé des billes de verre, où les angles de frottement drainés au pic et l'état critique sont indiqués dans le Tableau 5.2. L'angle de frottement interne de pic est calculé sur la base de la résistance maximale au cisaillement subie par les échantillons de billes de verre, tandis que l'angle de frottement à l'état critique a été déterminé sur la base de la valeur de résistance au cisaillement lorsque les échantillons présentaient un comportement résiduel ou à l'état constant (près de 5 % de déformation dû au cisaillement). Une discussion plus approfondie sur la variation des paramètres de résistance au cisaillement sera présentée dans les sections suivantes.

Tableau 5.2 Variation du frottement interne à l'état de pointe et à l'état critique en fonction de la teneur en eau visée.

Peak state internal friction								
Specimen ID	Target gravimetric water content							Saturated state
	Dry state	8%	10%	12%	15%	18%	20%	
SG	28.20°	27.74°	27.66°	29.40°	25.70°	25.91°	26.16°	30.71°
SM	29.90°	29.97°	29.54°	30.31°	31.47°	29.12°	29.0°	29.89°
SS	29.78°	27.43°	27.85°	28.30°	30.28°	29.26°	27.78°	30.13°

Critical state internal friction								
Specimen ID	Target gravimetric water content							Saturated state
	Dry state	8%	10%	12%	15%	18%	20%	
SG	26.19°	25.84°	25.59°	25.65°	25.67°	25.84°	26.10°	29.03°
SM	26.39°	25.73°	25.72°	26.02°	25.97°	26.06°	26.28°	26.95°
SS	26.78°	25.82°	24.82°	25.44°	25.94°	25.92°	26.08°	26.88°

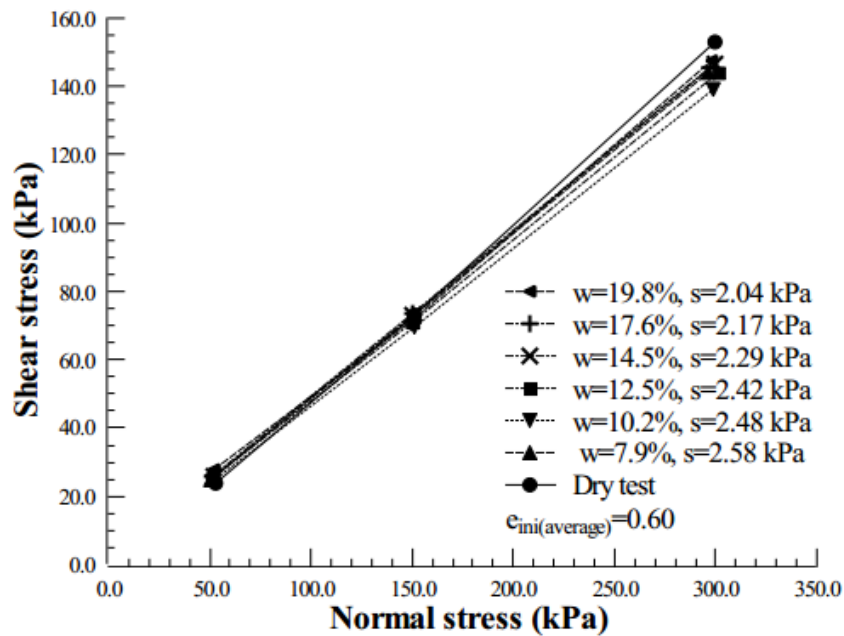


Figure 5.5 Évolution de la résistance au cisaillement non saturée des billes de verre d'un diamètre de de 0.25 mm-0.30 mm

Dans la Figure 5.5, en raison de la présence de la tension capillaire et de la tension superficielle à l'échelle locale (échelle des particules), les billes de verre sont rapprochées, ce qui modifie la

résistance au cisaillement à l'échelle globale (échelle de masse). Il est clair que la succion a des effets à la fois sur la cohésion apparente et sur la variation de l'angle de frottement.

Lu et al. [2010] ont développé le cadre de la contrainte de succion caractéristique et ont supposé que la contrainte de succion, est une caractéristique du sol qui peut lier l'angle de frottement effectif à la cohésion apparente de l'échantillon de sol. Ils ont fait valoir qu'en connaissant la cohésion apparente et l'angle de frottement effectif, on peut obtenir la contrainte de succion à l'aide de l'équation 2.23 ou 2.24. Cependant, il semble que cette méthode pourrait entraîner une sous-estimation de la résistance au cisaillement non saturé, en particulier dans les cas où la différence entre l'angle de frottement dépendant de la succion et l'angle de frottement effectif est significative. La Figure 5.6 illustre la comparaison entre le CCSC prédit sur la base des modèles VG et FX et le CCSC obtenu sur la base des essais de cisaillement direct pour les billes de verre de 0.25 mm-0.30 mm. Les sections A.3 et B.3 montrent les résultats obtenus pour les autres billes.

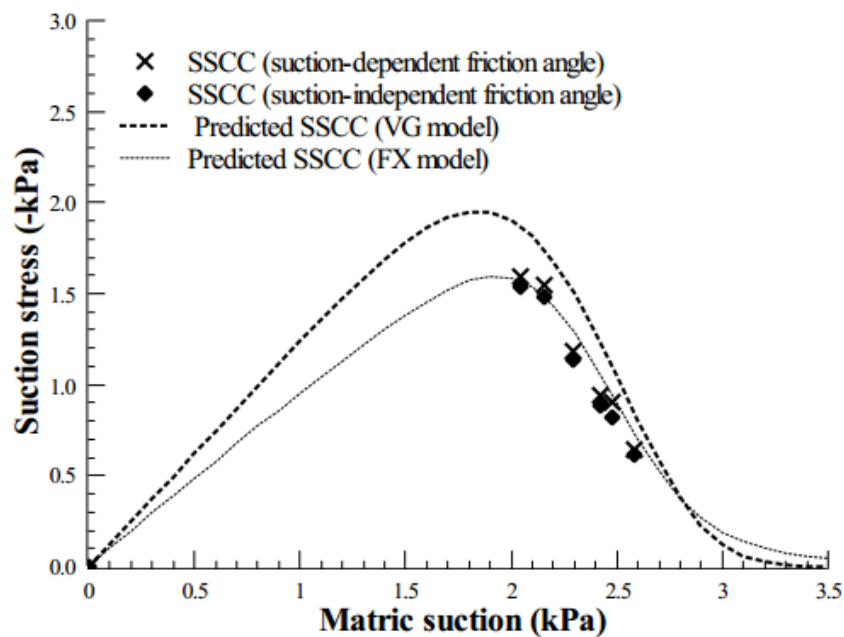


Figure 5.6 Comparaison des CCSC prévus en utilisant les modèles VG et FX et les CCSC expérimentaux pour les billes de verre d'un diamètre 0.25 mm-0.30 mm

Dans la Figure 5.6, deux conditions sont prises en compte. Premièrement, l'angle de frottement indépendant de la succion et deuxièmement, l'angle de frottement variait en fonction de la succion. Comme on peut le voir, bien que le modèle FX était un meilleur choix pour prédire le CRE de billes de verre, lorsqu'il s'agit de prédire le CCSC, en raison du comportement intrinsèque de sa

formulation, il ne prédit pas le CCSC de billes de verre avec un diamètre de 1.25 mm-1.40 mm. Comme expliqué précédemment, pour la modélisation du CRE avec le modèle FX, la succion maximale appliquée a été choisie arbitrairement comme 100 kPa. L'anomalie observée dans la prédiction du CCSC avec le modèle VG pourrait être associée à cette valeur, ce qui signifie qu'une mesure plus précise de la succion maximale et de la succion résiduelle est nécessaire.

Dans le cas de billes de verre avec des diamètres de 0.355 mm-0.40 mm et 0.25 mm-0.30 mm, il semble que le modèle FX prévoit mieux la contrainte de succion que le modèle VG. Pour les plus petites billes de verre, le modèle VG surestime la contrainte de succion et par la suite la résistance au cisaillement non saturée. Différents facteurs peuvent affecter le développement du CRE dans les matériaux granulaires tels que les billes de verre, y compris l'état initial de l'échantillon d'essai [Tan et al. 2016]. D'autres études sont nécessaires pour évaluer l'effet d'indice des vides initial et l'effet de compactage sur les CRE et, par conséquent, sur les CCSC.

Lu et al. [2006] ont également validé le cadre de la CCSC pour la rupture de l'état critique en utilisant différents ensembles de données expérimentales obtenues par Wheeler et al. [1995], Cui et al. [1996]. Ils ont déclaré que CCSC décrit directement l'état des contraintes inter-particulaires et qu'une approche plus générale des problèmes de contraintes et de déformations devient possible en éliminant l'exigence de se concentrer sur un critère ou mécanisme de rupture spécifique. La Figure 5.7 illustre l'effet du choix des paramètres de résistance au cisaillement à l'état de pic par rapport aux paramètres d'état critique pour les billes de verre de 0.25 mm-0.30 mm.

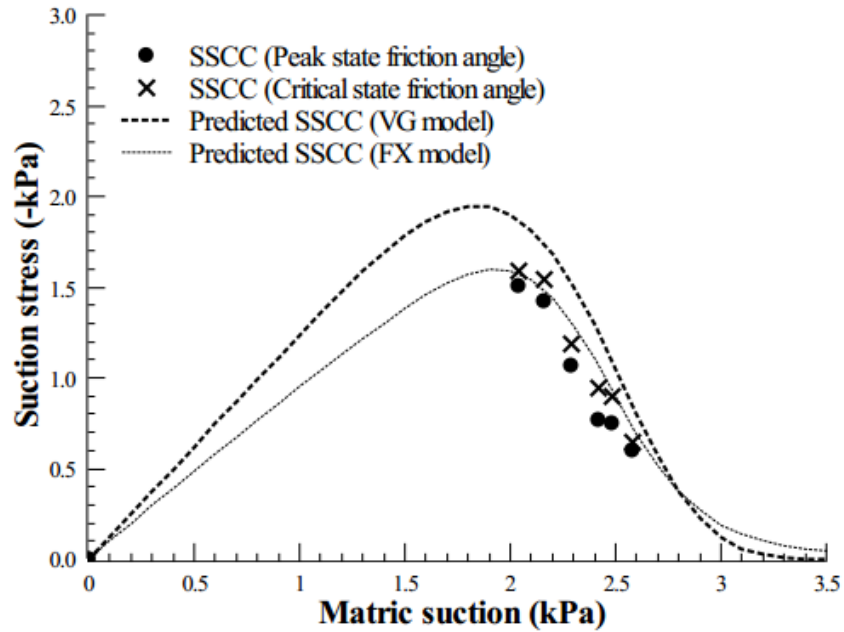


Figure 5.7 Comparaison de l'état de pic ou de l'angle de frottement à l'état critique à la contrainte de succion pour des billes de verre d'un diamètre de 0.25 mm-0.30 mm.

Dans l'ensemble, les résultats de la résistance au cisaillement non saturé ont prouvé que les essais de cisaillement conventionnels pouvaient être suffisamment utilisés pour évaluer la résistance au cisaillement des sols granulaires non saturés, en particulier à l'état hydraulique résiduel et transitoire, si une courbe de rétention d'eau du sol est disponible. Par conséquent, la résistance au cisaillement des sols non saturés dont le changement de volume induit par succion est négligeable, comme les sols granulaires, peut être évaluée à l'aide d'un cadre de contrainte de succion caractéristique sans avoir besoin d'équipement de laboratoire avancé. En outre, il a été déduit que le cadre de contrainte de succion fournit une méthodologie valide en vue de prédire la contrainte effective non saturée et par la suite la résistance au cisaillement non saturée de matériaux granulaires tels que les billes de verre. De toute évidence, d'autres travaux sont nécessaires pour approfondir la compréhension de ce cadre en évaluant différents aspects du comportement du sol, tels que l'effet de la distribution granulométrique et de l'état initial sur le développement des CCSC.

5.2. L'utilisation de la contrainte effective généralisée de Bishop

En ce qui concerne la contrainte effective généralisée de Bishop qui a d'abord été proposée par [Schrefler](#) [1984], on peut utiliser l'équation 2.18 pour prédire la contrainte effective non saturée et ensuite utiliser l'équation 2.23 pour évaluer la résistance au cisaillement non saturée. Cependant, comme indiqué précédemment, le choix du degré de saturation et le facteur d'échelle pour remplacer les paramètres de contrainte effective induisent plusieurs difficultés dans l'interprétation du comportement du sol non saturé. Par exemple, [Tombolato et al.](#) [2005], [Pereira et al.](#) [2009] et [Vlahinic et al.](#) [2011] a déclaré que si la contrainte effective généralisée de Bishop est utilisée, pour les matériaux fins tels que les argiles à haut niveau de succion, l'état résiduel sera mal représenté puisque la contrainte effective théorique approche de l'infini. Cependant, dans le cas des matériaux granulaires, l'application d'une contrainte effective généralisée de Bishop est moins bien évaluée. Il serait apprécié d'évaluer dans quelle mesure la contrainte effective généralisée de Bishop est capable de prédire la résistance au cisaillement non saturée des matériaux granulaires.

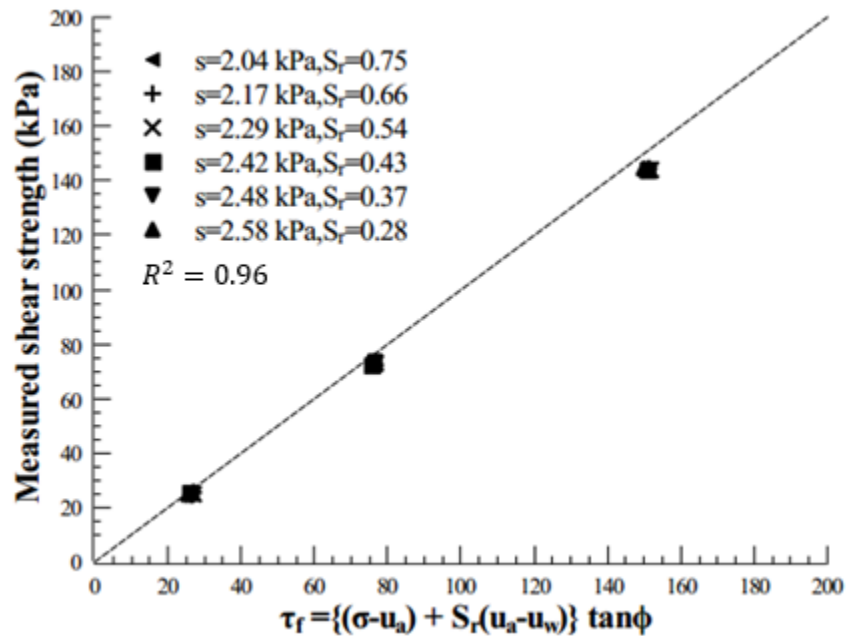


Figure 5.8 Comparaison de la résistance au cisaillement mesurée et prévue en utilisant la contrainte effective généralisée de Bishop en considérant l'angle de frottement indépendant de la succion pour les billes de verre de 0.25 mm-0.30 mm.

La Figure 5.8 montre la comparaison de la résistance au cisaillement mesurée des billes de verre de 0.25 mm-0.30 mm avec la résistance au cisaillement prévue en utilisant la contrainte effective généralisée de Bishop basée sur l'hypothèse que l'angle de frottement à l'état critique est indépendant de la succion. Pour les billes de verre de 1.25 mm-1.40 mm et de 0.355 mm-0.425 mm, les résultats sont indiqués dans les sections A.4 et B.4 respectivement. Les figures montrent que l'indépendance de l'angle de frottement par rapport à la succion peut entraîner une sous-estimation faible de la résistance au cisaillement pour toutes les billes de verre. Cependant, si la dépendance de l'angle de frottement par rapport à l'état hydraulique est incluse dans la formulation de la contrainte effective généralisée de Bishop, comme dans la Figure 5.9, la sous-estimation pourrait être atténuée. Dans les deux cas, il semble que l'erreur liée au choix de la contrainte effective généralisée de Bishop était minime et variait de 0.5 % à 5.0 %. Un tel comportement peut être associé au fait que la différence entre le degré de saturation effectif et le degré de saturation pour les sols granulaires n'est pas aussi significative que pour les matériaux plus fins puisque le degré de saturation résiduel est proche de zéro.

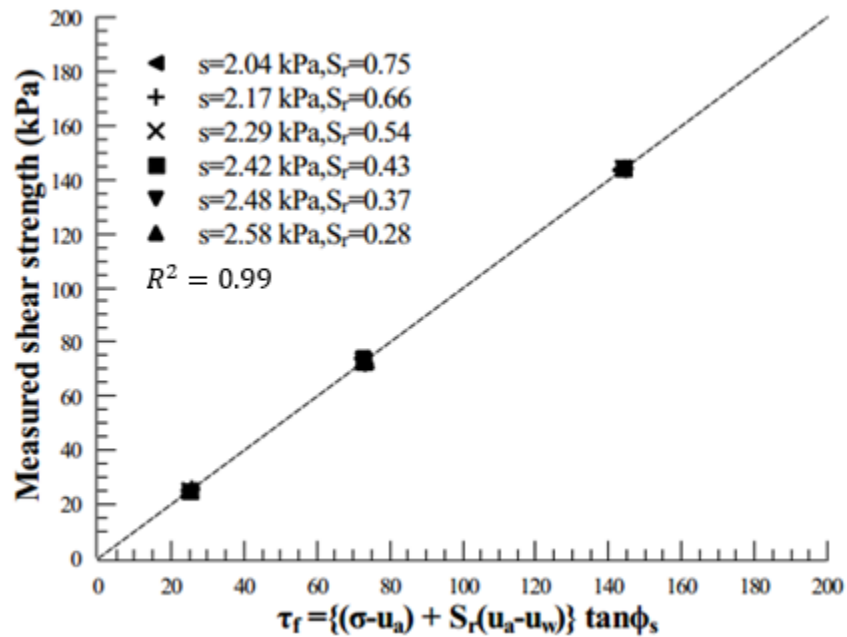


Figure 5.9 Comparaison de la résistance au cisaillement mesurée et prévue en utilisant la contrainte effective généralisée de Bishop en considérant l'angle de frottement dépendant de la succion pour les billes de verre de 0.25 mm-0.30 mm.

5.3. L'effet de la variation de la succion sur les paramètres de résistance au cisaillement.

5.3.1 Variation de la frottement interne et de la cohésion apparente avec la succion

La Figure 5.10 et Figure 5.11 illustrent les variations de l'angle de frottement de chaque bille de verre avec le degré de saturation à l'état de pic et à l'état critique. Les résultats sont généralement en accord avec d'autres observations expérimentales disponibles dans la littérature [Vanapalli et al. 1996; Escario et al. 1986; Chen et al. 2013] où il existe une variation minime de l'angle de frottement avec la succion. Malgré des variations minimales, lorsque la quantité d'eau augmentait dans les pores, l'angle de frottement diminuait graduellement dans les deux états. Elle est due au développement d'un film d'eau autour des particules et à la lubrification du frottement entre particules, ce qui entraîne une réduction de l'angle de frottement [Bowden et al. 1986; Zou et al. 2001]. Généralement, sous l'effort de compactage, une augmentation de la teneur en eau fait en sorte que les particules forment un arrangement plus dense, ce qui est également courant pour les particules rondes comme les billes de verre. Cependant, l'angularité des particules, l'aspérité et la rugosité de surface des particules ont un rôle déterminant dans le réarrangement des particules qui entraînerait essentiellement une augmentation de l'angle de frottement [Stark et al. 2014]. En revanche, pour les résultats obtenus, aucune explication solide n'a été trouvée pour l'augmentation de l'angle de frottement avec l'augmentation du degré de saturation. L'angle de frottement n'est pas principalement une constante de matériau puisqu'il dépend d'indice des vides, de la fabrique et de l'état de contrainte, en particulier à l'état de pic.

Deux explications possibles pour l'augmentation de l'angle de frottement des billes de verre avec teneur en eau sont le protocole d'essai et la procédure de compactage. Par exemple, un basculement de la moitié supérieure de la boîte de cisaillement ou du chapeau supérieur pendant le processus de cisaillement pourrait être une source possible affectant le mécanisme de rupture et augmentant l'angle de frottement [Amirpour et al. 2015]

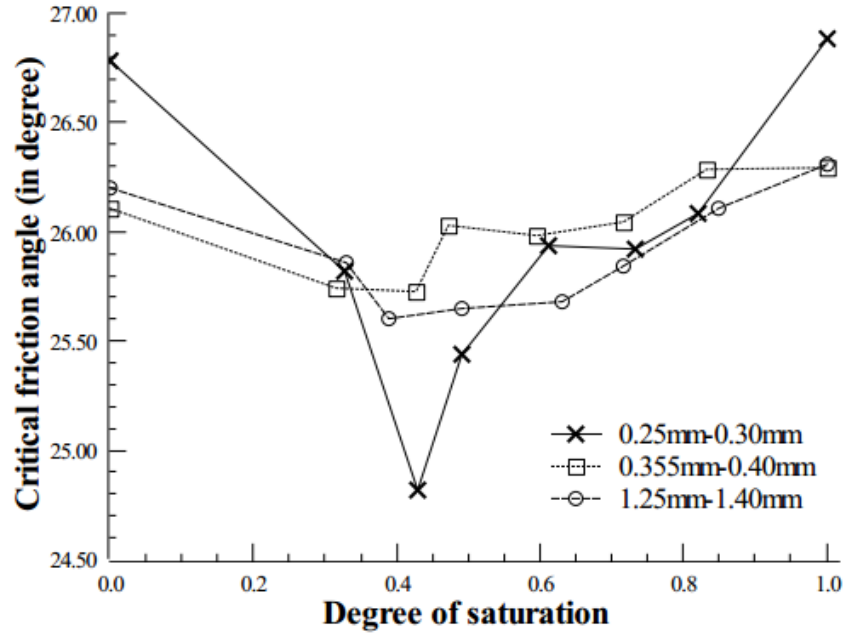


Figure 5.10 Variation de l'angle de frottement à l'état critique avec degré de saturation pour les billes de verre testées.

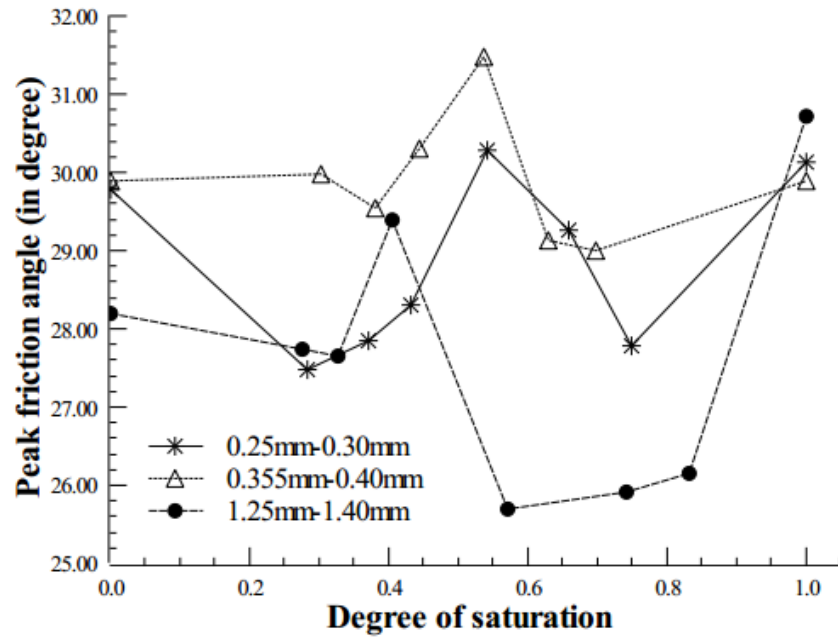


Figure 5.11 Variation de l'angle de frottement à l'état de pic avec degré de saturation pour les billes de verre testées.

Malgré son état non saturé, l'effort de compactage peut modifier la distribution de la pression interstitielle et faire en sorte que la pression interstitielle devienne positive et, par conséquent, soit drainée des échantillons. Cette hypothèse ne peut être vérifiée en raison de la limitation d'appareil de cisaillement direct conventionnel. Indépendamment des erreurs d'évaporation et des erreurs expérimentales, cela pourrait être l'explication possible de l'erreur relativement plus élevée et de la perte de teneur en eau à des teneurs en eau élevées, comme le montrent les Tableaux 4.11 à 4.13. Dans ces tableaux, pour les teneurs en eau associées à l'état transitoire et résiduel dans les CRE, les erreurs dues à l'effort de compactage ont été réduites puisque l'énergie induite par la capillarité et l'adsorption superficielle dans les échantillons était suffisamment grande pour ne pas laisser l'eau à drainer.

La Figure 5.12 illustre la variation de la cohésion apparente avec la succion matricielle de toutes les billes de verre testées. À l'état non saturé, le terme "cohésion apparente" est souvent utilisé pour distinguer la résistance au cisaillement par inter verrouillage de la cohésion due à la contrainte normale entre les particules. En d'autres termes, les forces de capillarité sont les éléments responsables qui contribuent à la tension inter-particulaire et à la cohésion du sol. À cet égard, les terminologies des matériaux cohésifs ou non cohésifs dans la littérature sur la mécanique des sols se réfèrent à la résistance à la tension et non à la résistance au cisaillement [Lu et al. 2013]. D'après la Figure 5.12, la cohésion apparente de toutes les billes de verre a augmenté avec un taux décroissant à mesure que la succion augmentait jusqu'à atteindre une valeur de maximum qui est proche de AEV et au-delà, la cohésion apparente a commencé à diminuer. De nombreux chercheurs ont signalé une augmentation linéaire de la cohésion apparente avant AEV suivie d'une variation non linéaire au-delà de AEV [Ridley, 1995; Vanapalli et al. 1996; Vanapalli et al. 2002]. Pourtant, puisque dans cette étude, l'effet de la succion sur la résistance au cisaillement a été étudié indirectement en variant la teneur en eau, l'évaluation de la linéarité de la cohésion apparente avant AEV n'a pu être effectuée. Les résultats obtenus confirment l'observation faite par CCSC dans les sections 5.1.2 et 5.1.3. À cet égard, la cohésion apparente peut être suffisamment obtenue en utilisant la définition des contraintes de succion de l'équation 2.23. Il faut mentionner qu'en raison de l'évaporation, du drainage de l'eau et des limitations de performance, il est difficile d'effectuer les essais de résistance au cisaillement au degré de saturation élevé et par conséquent, les interprétations sont focalisées sur un degré de saturation relativement faible

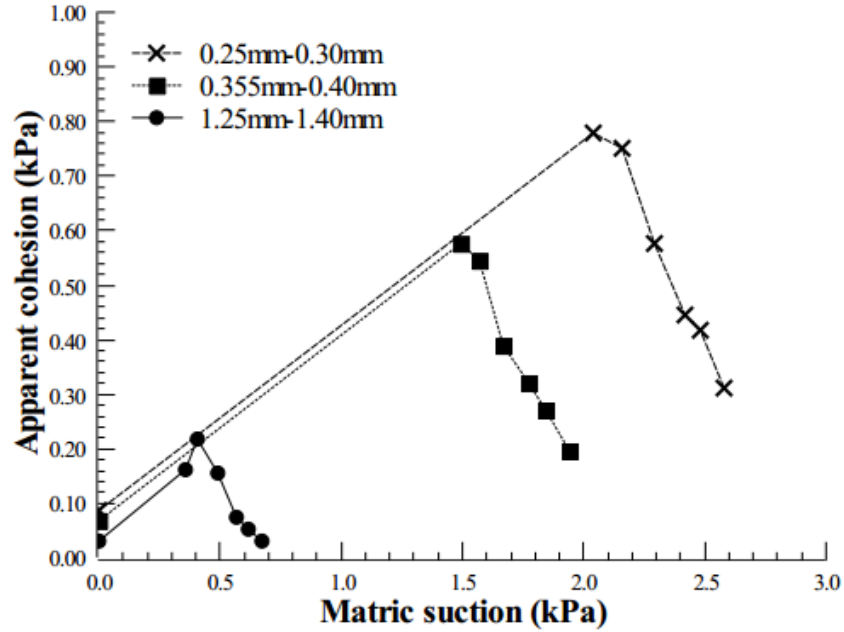


Figure 5.12 Variation de la cohésion apparente obtenue par la succion matricielle pour les billes de verre testées

5.3.2 Comportement de dilatance par rapport à la succion

La résistance au cisaillement des matériaux granulaires tels que les graviers, les sables, les sables artificiels et les billes de verre dépend de la contrainte effective de confinement (pour l'essai de cisaillement direct, elle est équivalente à la contrainte effective normale), de l'angle de frottement et de la dilatance. Le paramètre de dilatance est attribué à la capacité des sols à changer de volume pendant le cisaillement. En réponse au cisaillement, le volume total des matériaux granulaires (pour l'essai de cisaillement direct, il est équivalent à la déformation normale) peut augmenter, diminuer ou demeurer constant. Lorsque le volume augmente pendant le cisaillement, le matériau est dit « dilaté ». Il est bien établi que l'augmentation de la contrainte effective normale entraîne une diminution de la valeur de dilatance du sol. En d'autres termes, plus la contrainte normale augmente, plus l'angle de dilatance diminue. Les grandes contraintes effectives normales, dépendamment de la nature du sol et de la configuration des particules, suppriment les tendances à la dilatance des grains.

Il existe une forte dépendance entre la valeur de l'angle de frottement à l'état de pic et l'angle de dilatance de pic. L'angle de frottement de pic dans l'état de contrainte plane comme dans les essais

de cisaillement direct et de cisaillement direct simple, est différent de l'état isotrope comme dans l'essai triaxial. Par exemple, [Cornforth](#) [1964] a déterminé que l'angle de frottement de pic est toujours plus élevé pour la déformation plane par rapport à l'état isotrope à la même densité où sa valeur varie de 0.5° à 4° . [Taylor](#) [1948] a utilisé une approche énergétique pour établir une relation entre l'angle de frottement et la dilatance, comme dans l'équation 5.5:

$$\tan \phi'_p = \tan \phi'_{cr} + \tan \alpha_p \quad \text{Équation 5.5}$$

Où α_p est l'angle de dilatance et représente la valeur maximale de la pente de la courbe de déformation volumétrique à la courbe de déformation en cisaillement. [Taylor](#) [1948] a constaté que la résistance au cisaillement des sols se composait de deux composantes :

1. La résistance au frottement entre les grains et
2. Un inter verrouillage ou dilatance qui est responsable du changement de volume

[Wood](#) [1990] a relié l'approche énergétique de Taylor pour le cisaillement direct au modèle de Cam-Clay modifiée et a développé une corrélation pour les conditions de cisaillement simples données par l'équation 5.6 où ε_v représente la contrainte volumétrique et γ est la déformation de cisaillement. L'angle de dilatance varie avec la déformation mais pour la présente étude, la valeur maximale de l'angle de dilatance est choisie comme critère d'interprétation des résultats.

$$\alpha_p = \sin^{-1} \left(\frac{\delta \varepsilon_v}{\delta \gamma} \right) \quad \text{Équation 5.6}$$

Malgré l'importance de l'angle de dilatance et sa variation sur la résistance au cisaillement, peu d'études sont disponibles concernant l'effet de la succion matricielle sur le comportement dilatant des sols non saturés. Par exemple, [Hossain et al.](#) [2010] ont observé que l'angle de dilatance augmente avec l'augmentation de la succion matricielle à la contrainte nette faible pour les sols granitiques complètement décomposés. Les Figures 5.13 et 5.14 montrent la variation de l'angle de dilatance avec le degré de saturation et la succion matricielle pour les billes de verre de 0.25 mm-0.30 mm. Pour les billes de verre de 1.25 mm-1.40 mm et 0.355 mm-0.425 mm, les résultats sont donnés aux sections A.5 et B.5.

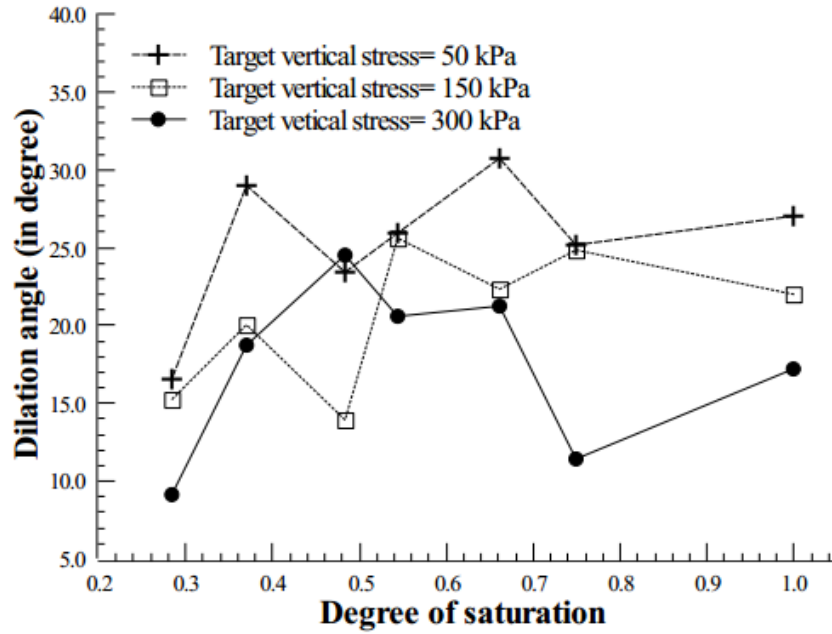


Figure 5.13 Variation de l'angle de dilatance maximale avec degré de saturation pour des billes de verre d'un diamètre de 0.25 mm-0.30 mm

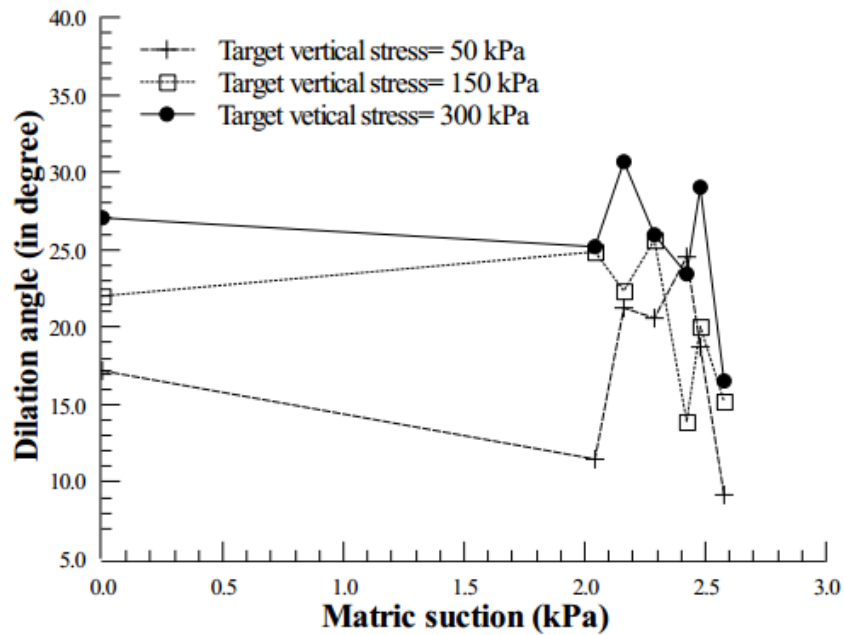


Figure 5.14 Variation de l'angle de dilatance maximale avec la succion matricielle pour des billes de verre d'un diamètre de 0.25 mm-0.30 mm

Les figures ci-dessus confirment les résultats de [Hossain et al. \[2010\]](#) puisque l'angle de dilatance varie avec la succion matricielle ou le degré de saturation. La présence de succion matricielle due aux changements de teneur en eau fait varier les contraintes inter-particulaires qui, en retour, rapprochent ou éloignent les particules. Les tendances générales des changements de dilatance dépendaient des contraintes verticales appliquées, comme l'expliquent [Yang et al. \[2004\]](#). Dans les figures ci-dessus, aucun schéma précis n'a été observé entre l'angle de dilatance et le degré de saturation ou de succion matricielle. Une approche pour interpréter les résultats consiste à considérer la variation de l'angle de dilatance comme l'imprécision pendant l'essai. Néanmoins, les résultats obtenus ne sont que l'indicateur de la dépendance de la dilatance à la succion et une mesure plus précise de l'angle de dilatance est nécessaire pour évaluer l'effet réel de la succion sur ce paramètre de résistance au cisaillement.

5.4 L'effet de la variation de la succion sur les modules de cisaillement sécants

Dans cette section, les propriétés de rigidité des billes de verre seront évaluées indirectement à partir des résultats d'essais de cisaillement direct, non seulement pour les échantillons saturés et secs, mais aussi pour les échantillons non saturés par les modèles disponibles pour les modules de cisaillement à petite déformation. Comme expliqué précédemment, à très petites déformations, on suppose que les modules de cisaillement sécant et tangent peuvent converger vers le module de cisaillement à petite déformation. Les sections suivantes présentent plus en détail les observations concernant les résultats.

5.4.1. Modules de cisaillement sécants de billes de verre saturées et sèches.

D'après le Tableau 2.4, une formulation générale comme dans l'équation 5.7 peut être adoptée pour les sols granulaires afin de prédire le module de cisaillement à faible déformation.

$$G_{max} = G_0 = Af(e) \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^m \quad \text{Équation 5.7}$$

Dans l'équation 5.7, A est une constante qui dépend des propriétés physiques du sol, $f(e)$ est une fonction d'indice des vides qui reflète la densité du sol, m est l'exposant de contrainte qui reflète la pression de confinement. Le choix d'un tel modèle est aligné avec les œuvres de Hardin et Richart [1963] et Hardin et al. [1969] qui ont été parmi les premiers chercheurs qui ont trouvé une corrélation entre le sable grossier à grain uniforme et les sols sableux préparés artificiellement. Par conséquent, l'équation 5.8 est choisie pour modéliser les résultats obtenus à partir des essais de cisaillement direct. Le Tableau 5.3 et le Tableau 5.4 montrent la variation des valeurs initiales et sécantes des modules de cisaillement des billes de verre testées en fonction de leur diamètre. Dans les tableaux, les valeurs sont choisies en fonction des niveaux de déformation de 0.1%, 0.5% et 1.0%.

Tableau 5.3 Variation des modules de cisaillement des billes de verre secs

Shear moduli of dry glass-beads (kPa)					
Specimen ID	Vertical stress (kPa)	Void ratio	Strain level of 0.1%	Strain level of 0.5%	Strain level of 1.0 %
DRY-DSG1	52.52	0.61	5698.11	3610.85	2804.45
DRY-DSG2	150.58	0.61	15294.40	6707.90	6113.45
DRY-DSG3	302.17	0.60	13710.52	11975.40	9313.64
DRY-DSM1	51.44	0.61	2153.13	3205.32	2072.94
DRY-DSM2	150.54	0.60	1398.49	5735.86	5072.68
DRY-DSM3	298.76	0.61	3012.59	6455.56	7822.13
DRY- DSS1	53.00	0.61	4645.48	3248.50	2200.31
DRY- DSS2	150.80	0.60	4514.45	3959.40	4811.93
DRY- DSS3	299.51	0.61	5157.66	5285.90	8455.02

Tableau 5.4 Variation des modules de cisaillement des billes de verre saturés

Shear moduli of saturated glass-beads (kPa)					
Specimen ID	Vertical stress (kPa)	Void ratio	Strain level of 0.1%	Strain level of 0.5%	Strain level of 1.0%
SAT-DSG1	51.90	0.62	2763.58	2281.64	2110.43
SAT-DSG2	151.86	0.61	3542.92	3661.97	3328.14
SAT-DSG3	301.75	0.61	3228.21	8009.86	7881.20
SAT-DSM1	55.32	0.61	3228.21	2988.64	2248.32
SAT-DSM2	153.70	0.62	5146.73	7986.34	6770.2
SAT-DSM3	297.56	0.60	5291.67	11772.90	9552.07
SAT-DSS1	55.80	0.61	3012.59	3066.71	2288.66
SAT-DSS2	154.51	0.60	1829.71	4085.28	5092.61
SAT-DSS3	297.0	0.60	4385.79	7208.48	7370.6

Les Figures 5.15 à 5.17 illustrent la variation des modules de cisailment sécants à 0.1%, 0.5 % et 1.0 % pour toutes les billes de verre testées à trois contraintes verticales visées. D'après la Figure 5.15, lorsque les contraintes verticales augmentent, la disparité des données dispersées augmente, ce qui montre que le résultat de cisailment direct ne peut pas être utilisé pour le calcul du module d'élasticité inférieur à 0.1%. Cela peut être associé au fait qu'au niveau des très petites déformations, la configuration du sol n'est pas entièrement stabilisée sous la charge verticale. De plus, le frottement entre les deux moitiés de la boîte de cisailment direct et le frottement à l'interface de l'échantillon de billes de verre et de la cellule de cisailment peuvent altérer les résultats. Cependant, à mesure que le niveau de déformation augmente, comme dans 0.5 % et 1.0 %, l'arrangement des particules est devenu plus stable à mesure que les bandes de cisailment se créaient graduellement. Cela pourrait être la raison de la convergence des modules de cisailment à des niveaux de déformation de 0.5 % et de 1.0 %.

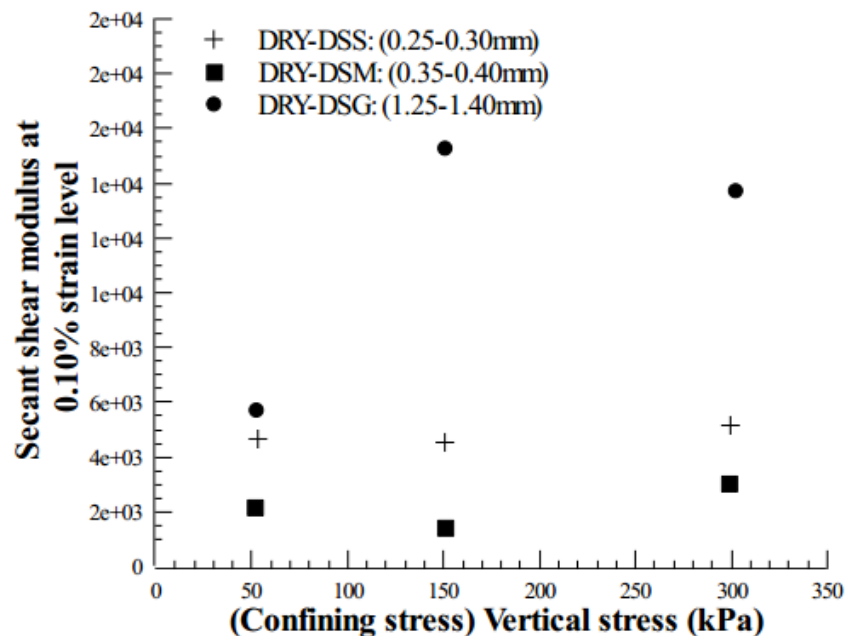


Figure 5.15 Variation des modules de cisailment sécants pour les billes de verre secs testées à différentes contraintes verticales sous un niveau de déformation de 0.1%.

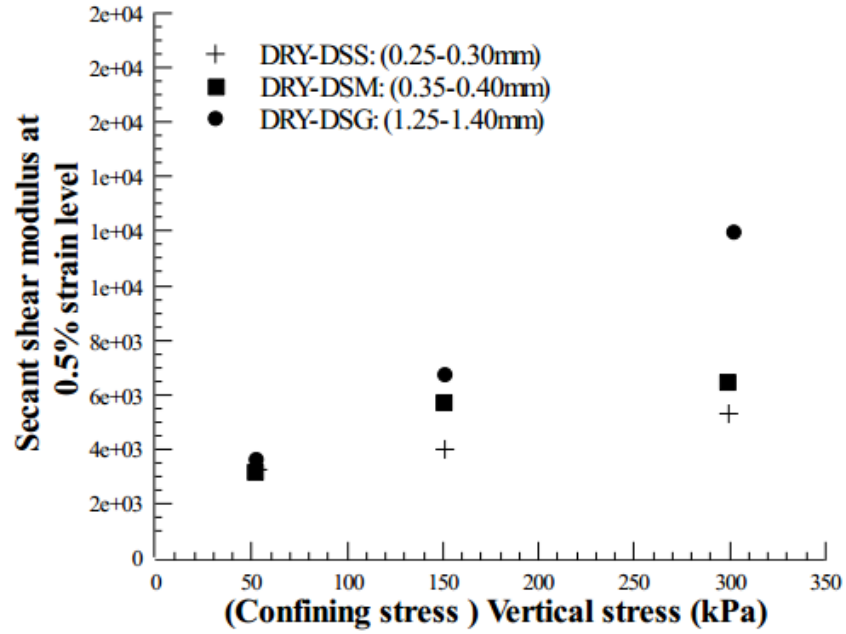


Figure 5.16 Variation des modules de cisaillement sécants pour les billes de verre secs testées à différentes contraintes verticales sous un niveau de déformation de 0.5%.

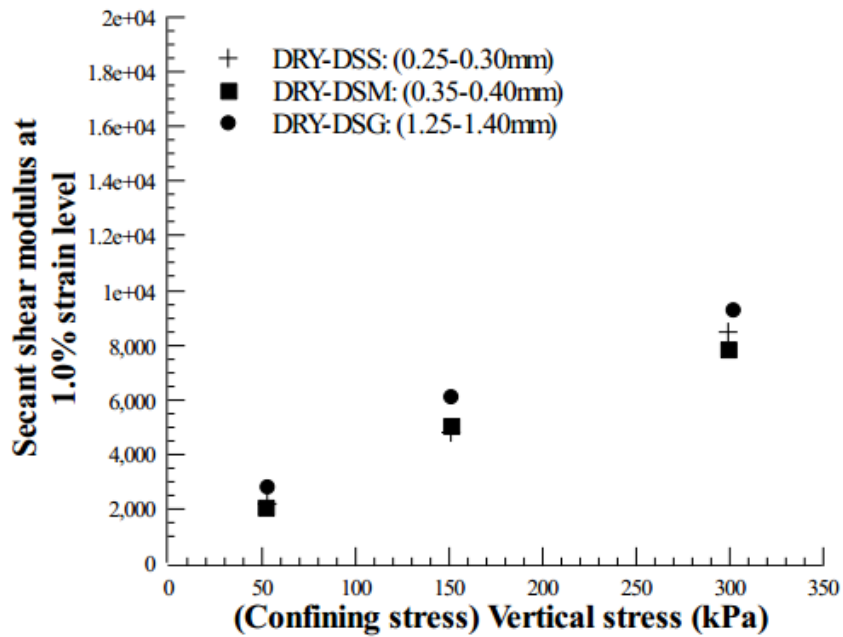


Figure 5.17 Variation des modules de cisaillement sécants pour les billes de verre secs testées à différentes contraintes verticales sous un niveau de déformation de 1.0%.

Compte tenu des propriétés des matériaux de Mohr-Coulomb, les résultats des Figures 5.15 à 5.17 ont été ajustés à l'aide des modèles élastiques dépendants des contraintes Schanz et al. [1999] comme dans l'équation 5.8, et d'un modèle proposé par Hardin [1978], comme dans l'équation 5.9 pour la condition de charge statique primaire. Le Tableau 5.5 montre les résultats de la procédure d'ajustement avec MATLAB pour les billes de verre secs en fonction du niveau de déformation induite.

$$G_{50} = \frac{E_{50}^{ref}}{2(1+\nu)} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad \text{Équation 5.8}$$

$$G_L = A \left(\frac{1}{0.3 + 0.7e^2} \right) \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^m \quad \text{Équation 5.9}$$

Dans l'équation 5.8, E_{50}^{ref} est le module d'Young sécant de référence à 50% de la contrainte de rupture, p^{ref} est la pression de référence, et m est un paramètre d'ajustement en tant qu'exposant de module. Dans l'équation 5.9, A est un paramètre d'ajustement lié aux propriétés physiques du sol, e est l'indice des vides, p' est la contrainte moyenne, et m est le paramètre d'ajustement du modèle.

Afin d'utiliser les équations ci-dessus, certaines hypothèses sont nécessaires. Par exemple, on suppose que le rapport de Poisson, ν , reste constant tout au long de la condition de charge à un niveau de petite déformation. Évidemment, cela causerait une erreur dans la mesure du module de cisaillement puisque le coefficient de Poisson constant est essentiellement défini dans la gamme de déformation élastique linéaire. Certaines études telles que celles réalisées par Kumar et al. [2010] et Gu et al. [2013] suggèrent que le coefficient de Poisson diminue à mesure que la pression de confinement augmente ou que l'indice des vides diminue, en particulier dans une petite gamme de déformations. À cet égard, si l'on en juge par le fait que les billes de verre sont compactées en un assemblage dense, l'hypothèse du coefficient de Poisson constant semble raisonnable. Entretemps, Kirby [1998] a suggéré que pour les essais de cisaillement direct en condition de contrainte verticale constante, en raison de la symétrie de la boîte de cisaillement, les contraintes latérales sont à l'état de repos. Toutefois, en cisaillement direct, les valeurs des contraintes

principales intermédiaires et mineures ne sont pas connues. Bien que la contrainte moyenne de l'équation 5.9 puisse être calculée à l'aide de l'équation 5.10, la valeur de σ'_3 dans l'équation 5.9 est encore inconnue ou $K_0 = 1 - \sin \phi$.

$$p' = \frac{(\sigma_v + 2K_0\sigma_v)}{3} \quad \text{Équation 5.10}$$

Pour résoudre ce problème, on suppose que la contrainte principale mineure suit l'équation 5.11 où elle peut être obtenue en connaissant la contrainte de cisaillement au niveau de déformation donné. Cette méthode est empruntée à l'interprétation des essais simples dans lesquels on suppose que le spécimen de sol est soumis à un cisaillement pur Kang et al. [2015]. Évidemment, une telle hypothèse induit des erreurs de calcul puisque les échantillons dans les essais de cisaillement direct ne subissent pas de cisaillement pur.

$$\sigma'_3 = \frac{1}{2}(1 + K_0)\sigma_v - \sqrt{\frac{\sigma_v^2(1-K_0)^2}{4} + \tau_h^2} \quad \text{Équation 5.11}$$

Tableau 5.5 Fitting parameters for modeling the secant shear modulus of dry glass-beads

Strain level of 0.50%								
Specimen ID	Hardening soil model				Hardin model			
	Fitting parameters				Fitting parameters			
	E_{50}^{ref}	p_{ref}	m	R^2	A	p_{ref}	m	R^2
DRY-DSG	4517.69	19.80	0.932	0.9016	2705	37.06	0.639	0.989
DRY-DSM	4063.88	22.44	0.644	0.6037	1955	38.06	0.386	0.938
DRY-DSS	4111.64	21.30	0.620	0.656	1444	37.02	0.571	0.918
Strain level of 1.0%								
Specimen ID	Hardening soil model				Hardin model			
	Fitting parameters				Fitting parameters			
	E_{50}^{ref}	p_{ref}	m	R^2	A	p_{ref}	m	R^2
DRY-DSG	4517.69	13.43	0.7613	0.947	1669	37.06	0.648	0.996
DRY-DSM	4063.88	16.37	0.6405	0.989	1259	35.93	0.706	0.995
DRY-DSS	4111.64	15.96	0.7954	0.987	1186	37.02	0.788	0.998

Dans le Tableau 5.5, pour les deux modèles étudiés, la contrainte verticale de 50 kPa a été considérée comme la contrainte de référence. Cependant, puisque ces modèles sont développés pour des conditions isotropes, la contrainte moyenne de référence a changé pour chaque échantillon en fonction de la contrainte de cisaillement. Les résultats du Tableau 5.6 montrent que pour le modèle Hardin [1978] où la dépendance du module de cisaillement par rapport à la structure du sol est mise en œuvre par $F(e)$ a permis d'obtenir une plus grande précision par rapport au modèle de « Hardening Soil » [Schanz et al. 1999]. Bien que le modèle de « Hardening Soil » puisse encore être utilisé pour prédire le module d'élasticité de charge, en particulier au niveau de déformation proche de 1.0%, les résultats suggèrent que la précision de ce modèle pourrait augmenter si l'état initial du sol (c'est-à-dire la densité du sol ou l'indice des vides) est mis en œuvre dans le modèle.

Pour les échantillons saturés, comme dans les Figures 5.18 à 5.20, des observations semblables ont été faites en ce qui concerne les modules de cisaillement sécants. Le Tableau 5.7 montre les renseignements ajustés des échantillons saturés d'après le modèle de « Hardening Soil » et le modèle d'Hardin.

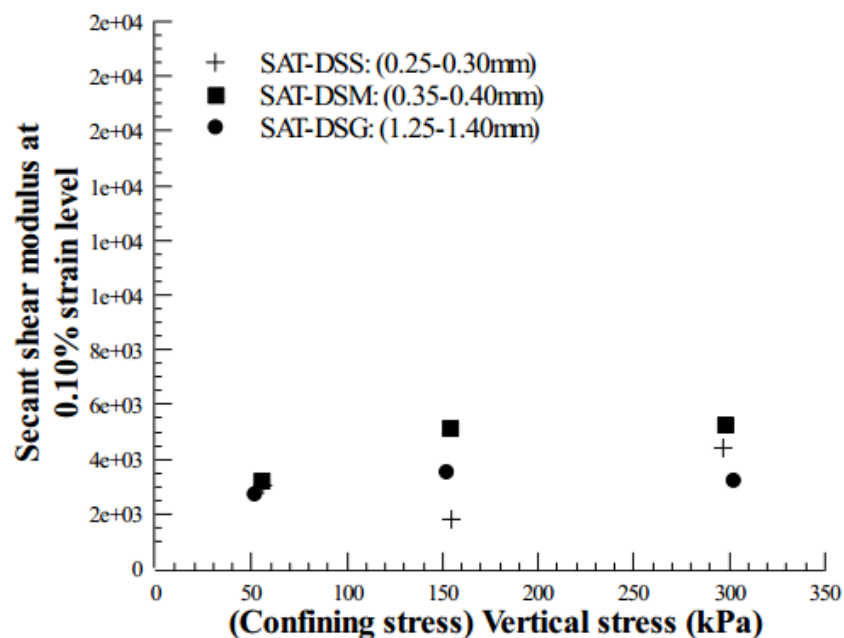


Figure 5.18 Variation des modules de cisaillement sécants pour les billes de verre saturés testées à différentes contraintes verticales sous un niveau de déformation de 0.1%.

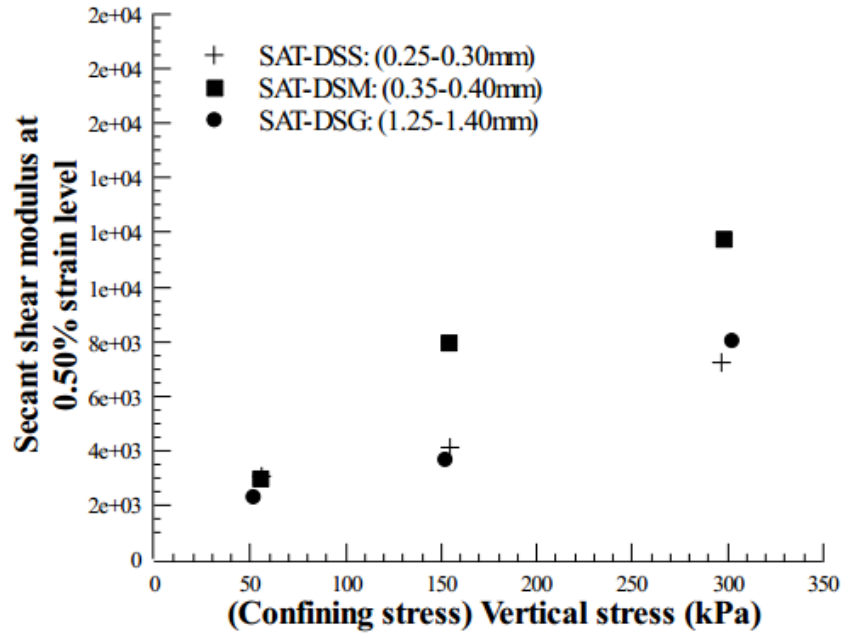


Figure 5.19 Variation des modules de cisaillement sécants pour les billes de verre saturées testées à différentes contraintes verticales sous un niveau de déformation de 0.5%.

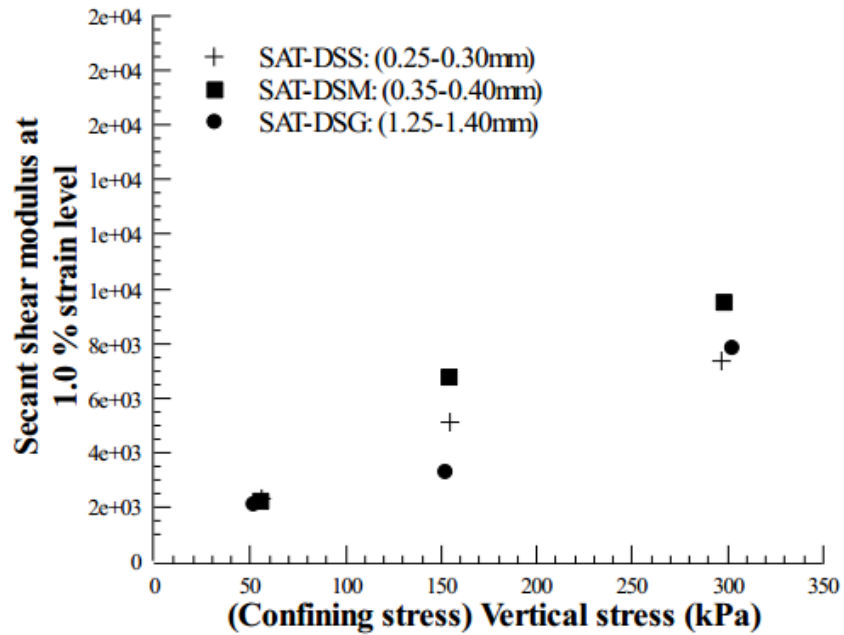


Figure 5.20 Variation des modules de cisaillement sécants pour les billes de verre saturées testées à différentes contraintes verticales sous un niveau de déformation de 1.0%.

Tableau 5.6 Paramètres d'ajustement pour la modélisation du module de cisaillement sécant des billes de verre saturé.

Strain level of 0.50%								
Specimen ID	Hardening soil model				Hardin model			
	Fitting parameters				Fitting parameters			
	E_{50}^{ref}	p_{ref}	m	R^2	A	p_{ref}	m	R^2
SAT-DSG	2250.0	21.91	1.351	0.741	1022	35.11	0.872	0.954
SAT-DSM	3147.35	22.37	1.246	0.684	1994	38.60	0.715	0.977
SAT-DSS	3073.20	23.33	0.794	0.852	1453	38.98	0.579	0.921
Strain level of 1.0%								
Specimen ID	Hardening soil model				Hardin model			
	Fitting parameters				Fitting parameters			
	E_{50}^{ref}	p_{ref}	m	R^2	A	p_{ref}	m	R^2
SAT-DSG	2250.0	15.04	1.133	0.761	1659	35.11	0.655	0.998
SAT-DSM	3147.35	16.37	1.081	0.603	1629	38.60	0.717	0.956
SAT-DSS	3073.20	16.8	0.708	0.988	1380	38.98	0.654	0.993

Comme pour les échantillons secs, on a observé que le modèle Hardin pouvait mieux représenter le module de cisaillement sécant des échantillons saturés que le module de cisaillement en charge du modèle de « Hardening Soil ». La précision du modèle dépendant d'indice des vides, tel que le modèle de Hardin, est essentiellement plus élevée que le modèle dépendant des contraintes, tel que le modèle de « Hardening Soil », particulièrement au niveau de déformation finie (c.-à-d. 1.0 %). L'observation indique que les modèles de module de cisaillement courants peuvent être utilisés pour prédire les paramètres de rigidité d'un échantillon donné à partir d'un essai de cisaillement direct, à condition que des bandes de cisaillement soient créées en raison de l'augmentation du niveau de déformation.

5.4.2 Dépendance à la contrainte des paramètres de rigidité pour les billes de verre non saturé

Dans cette étude, le modèle proposé par [Dong et al. \[2016\]](#) a été choisi pour évaluer le module de cisaillement des billes de verre non saturé pour le niveau de déformation fini. Les Tableaux 5.7 à 5.9 montrent les modules de cisaillement obtenus à différentes teneurs visées en eau et à des

niveaux de déformation de 0.5 % et de 1.0 % pour toutes les billes de verre testées. Les Figures 5.21 à 5.22 montrent l'évolution des modules de cisaillement non saturés avec les variations des contraintes verticales des billes de verre d'un diamètre de 0.25mm – 0.30mm. Le reste est donné dans les annexes A.6 et B.6.

Tableau 5.7 Variation des modules de cisaillement des billes non saturées de 1.25mm – 1.40mm

Shear moduli of unsaturated glass-beads (kPa)					
Specimen ID	Target water content	Void ratio	Vertical stress (kPa)	Strain level of 0.5%	Strain level of 1.0 %
UNSAT-DSG11	8%	0.6	49.32	3391.2	2433.0
UNSAT-DSG12		0.59	149.90	8088.2	5834.9
UNSAT-DSG13		0.60	298.97	10536.1	8692.2
UNSAT-DSG21	10 %	0.61	48.50	3594.4	2362.5
UNSAT-DSG22		0.60	150.31	6288.4	5092.9
UNSAT-DSG23		0.62	300.50	9063.4	9161.6
UNSAT-DSG31	12%	0.65	51.62	2865.4	2436.8
UNSAT-DSG32		0.62	150.33	3178.5	4280.2
UNSAT-DSG33		0.61	299.27	6950.4	7728.8
UNSAT-DSG41	15%	0.62	51.90	2054.3	1958.8
UNSAT-DSG42		0.59	150.94	3822.5	5251.7
UNSAT-DSG43		0.61	299.0	5689.7	7424.7
UNSAT-DSG51	18%	0.60	51.95	2938.5	2064.2
UNSAT-DSG52		0.61	148.90	4941.0	5098.1
UNSAT-DSG53		0.60	298.54	6620.5	6438.7
UNSAT-DSG61	20%	0.61	52.0	2418.8	1749.8
UNSAT-DSG62		0.62	151.16	5013.4	5030.4
UNSAT-DSG63		0.61	300.52	6311.5	6240.4

Comme on peut le voir aux Figures 5.21 à 5.22, pour les deux niveaux de déformation, le module de cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte de confinement. C'est un fait bien établi, comme le déclarent par Khosravi et al. [2009] et Oh et al. [2014]. Cependant, la disparité des modules de cisaillement à 0.5 % dans toutes les billes de verre est supérieure à 1.0%. Au niveau de déformation de 0.5%, la configuration des particules n'a pas atteint un état stable sous l'état de contrainte appliqué. Lorsque la déformation augmente, les particules remplissent les espaces vides entre elles, ce qui conduit à une structure plus stable à 1.0%.

Tableau 5.8 Variation des modules de cisaillement des billes non saturées de 0.355mm – 0.40mm.

Specimen ID	Shear moduli of unsaturated glass-beads (kPa)				
	Target water content	Void ratio	Vertical stress (kPa)	Strain level of 0.5%	Strain level of 1.0 %
UNSAT-DSM11	8%	0.61	51.0	2485.9	1935.0
UNSAT-DSM12		0.62	151.8	7570.6	6280.7
UNSAT-DSM13		0.59	300.12	10401.3	7645.5
UNSAT-DSM21	10 %	0.60	51.83	3597.4	2419.3
UNSAT-DSM22		0.60	151.0	6189.0	5107.3
UNSAT-DSM23		0.60	299.19	11580.0	10567.7
UNSAT-DSM31	12%	0.62	51.23	3165.3	2062.2
UNSAT-DSM32		0.62	145.1	4661.9	4825.8
UNSAT-DSM33		0.60	301.0	9622.3	10296.2
UNSAT-DSM41	15%	0.60	51.70	3914.4	2340.7
UNSAT-DSM42		0.59	153.0	4988.6	4272.5
UNSAT-DSM43		0.62	299.13	5247.3	6655.4
UNSAT-DSM51	18%	0.62	51.03	3180.3	2288.9
UNSAT-DSM52		0.61	150.63	4716.0	4809.6
UNSAT-DSM53		0.60	298.10	7355.2	6485.6
UNSAT-DSM61	20%	0.61	51.0	2789.2	1968.4
UNSAT-DSM62		0.60	151.2	3528.2	4825.2
UNSAT-DSM63		0.61	300.55	4993.5	7176.8

D'autre part, les Figures 5.23 à 5.24 illustrent la variation des modules de cisaillement non saturés avec un degré de saturation de 0.25mm – 0.30mm pour les billes de verre. Les résultats suggèrent que lorsqu'un degré de saturation diminue, le module de cisaillement des billes de verre augmente. Cependant, l'augmentation observée n'est pas significative par rapport aux résultats rapportés par Ngoc et al. [2017]. Ceci est probablement dû à la légère variation de la succion matricielle dans les billes de verre testées, ce qui indique que la valeur de la succion matricielle influence davantage le module de cisaillement que la quantité d'eau dans les pores. Pour les autres tailles de billes de verre, voir les annexes A.6 et B.6.

Tableau 5.9 Variation des modules de cisaillement des billes non saturées de 0.25mm –
0.30mm

Shear moduli of unsaturated glass-beads (kPa)					
Specimen ID	Target water content	Void ratio	Vertical stress (kPa)	Strain level of 0.5%	Strain level of 1.0 %
UNSAT-DSS11	8%	0.60	50.06	3391.9	2512.05
UNSAT-DSS12		0.60	151.0	7889.2	5734.33
UNSAT-DSS13		0.60	296.5	10526.5	8783.95
UNSAT-DSS21	10 %	0.62	51.03	3125.4	2129.20
UNSAT-DSS22		0.60	151.15	6288.2	5136.61
UNSAT-DSS23		0.60	299.2	9143.9	8831.52
UNSAT-DSS31	12%	0.62	51.2	1401.2	1999.25
UNSAT-DSS32		0.61	149.9	2747.4	4788.92
UNSAT-DSS33		0.60	301.0	12361.0	9767.95
UNSAT-DSS41	15%	0.60	51.62	2210.3	2219.94
UNSAT-DSS42		0.60	150.32	5064.3	5252.52
UNSAT-DSS43		0.62	299.5	6817.8	7371.85
UNSAT-DSS51	18%	0.61	51.42	3587.6	2137.62
UNSAT-DSS52		0.59	150.5	4788.3	5019.03
UNSAT-DSS53		0.60	297.2	7610.4	6482.55
UNSAT-DSS61	20%	0.58	52.15	3066.7	1956.65
UNSAT-DSS62		0.59	150.8	6529.4	4396.03
UNSAT-DSS63		0.61	297.9	6174.5	6191.31

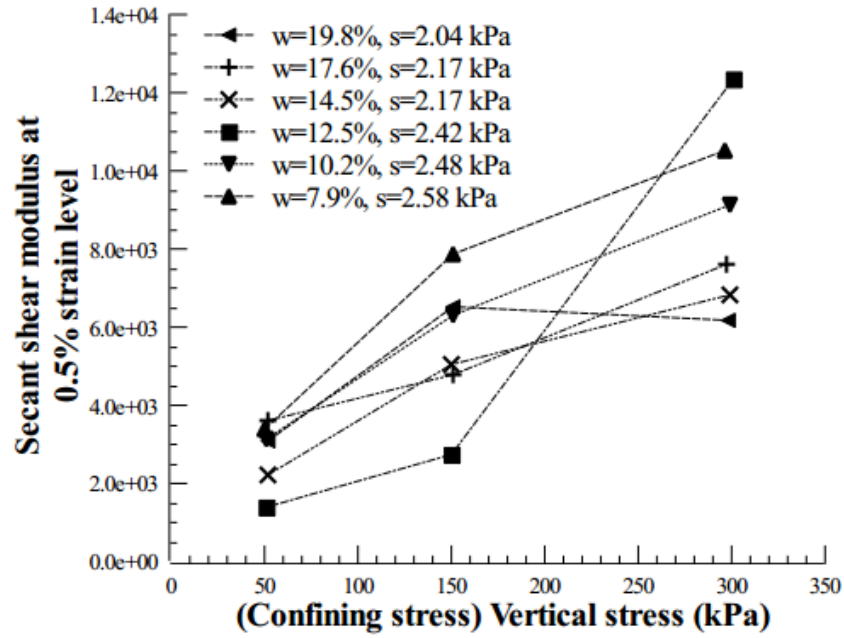


Figure 5.21 Variation des modules de cisailment sécants non saturés à différentes contraintes verticales sous une déformation de 0.5% pour des billes de verre de 0.25mm – 0.30mm.

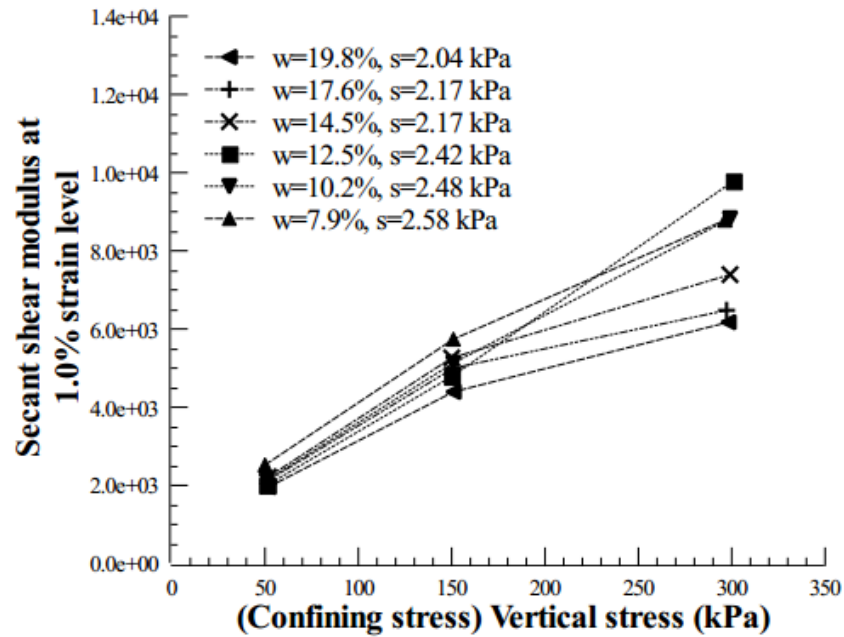


Figure 5.22 Variation des modules de cisailment sécants non saturés à différentes contraintes verticales sous une déformation de 1.0% pour des billes de verre de 0.25mm – 0.30mm.

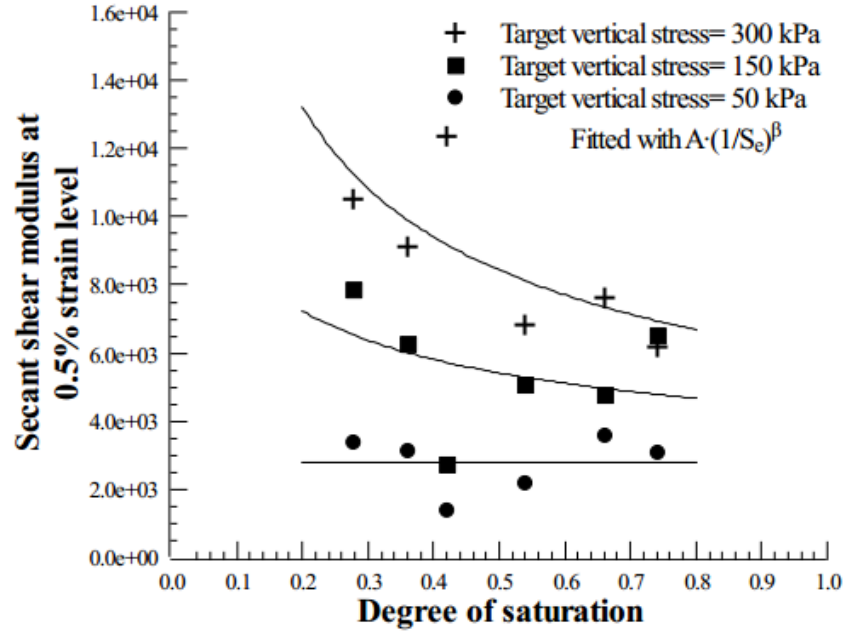


Figure 5.23 Variation des modules de cisaillement non saturés avec degré de saturation pour des billes de verre d'un diamètre de 0.25mm – 0.30mm à un niveau de déformation de 0.50%.

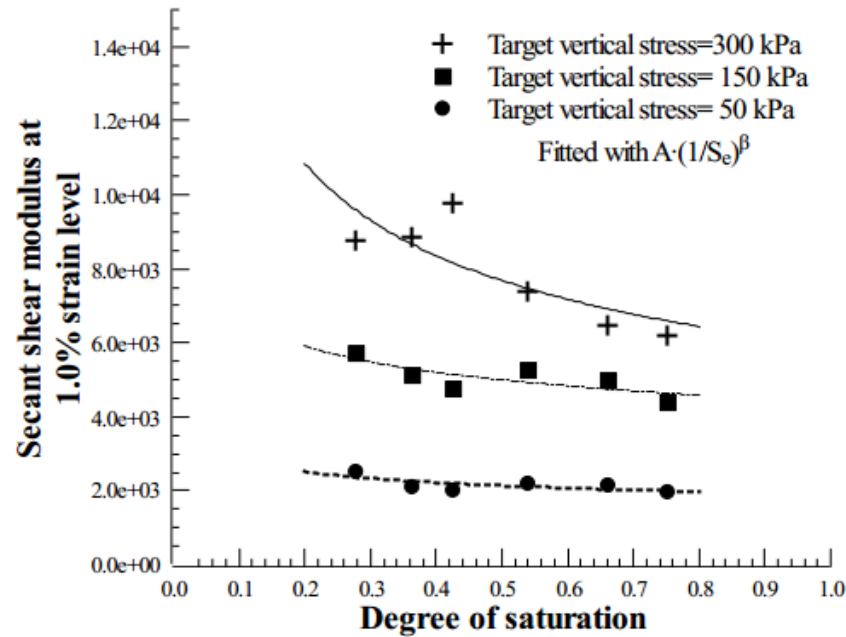


Figure 5.24 Variation des modules de cisaillement non saturés avec degré de saturation pour des billes de verre d'un diamètre de 0.25mm – 0.30mm à un niveau de déformation de 1.0%

Tableau 5.10 L'analyse de régression des modules de cisaillement sécants non saturés pour les billes de verre d'un diamètre de 0.25mm – 0.30mm

Fitting parameters using Dong et al model (2016) at strain level of 0.5%																
		Target mechanical stress (kPa)														
		50 kPa					150 kPa					300 kPa				
		A	β	γ	$R^{2(1)}$	$R^{2(2)}$	A	β	γ	$R^{2(1)}$	$R^{2(2)}$	A	β	γ	$R^{2(1)}$	$R^{2(2)}$
Degree of Saturation	0.276			0.69		0.937			0.69		0.937			0.69		0.937
	0.363			0.597		0.923			0.597		0.923			0.597		0.923
	0.42	2797	0	0.646	0	0.54	4351	0.316	0.646	0.12	0.54	5992	0.492	0.646	0.51	0.54
	0.535			0.487		0.902			0.487		0.902			0.487		0.902
	0.656			0.486		0.898			0.486		0.898			0.486		0.898
	0.74			0.455		0.455			0.455		0.455			0.455		0.455
Fitting parameters using Dong et al model (2016) at strain level of 1.0%																
		Target mechanical stress (kPa)														
		50 kPa					150 kPa					300 kPa				
		A^*	β	γ	$R^{2(1)}$	$R^{2(2)}$	A	β	γ	$R^{2(1)}$	$R^{2(2)}$	A	β	γ	$R^{2(1)}$	$R^{2(2)}$
Degree of Saturation	0.276			0.658		0.914			0.658		0.914			0.658		0.914
	0.363			0.686		0.929			0.686		0.929			0.686		0.929
	0.42	1894	0.173	0.700	0.48	0.936	4401	0.183	0.700	0.60	0.936	5918	0.377	0.700	0.64	0.936
	0.535			0.637		0.910			0.637		0.910			0.637		0.910
	0.656			0.597		0.894			0.5973		0.894			0.5973		0.894
	0.74			0.568		0.881			0.568		0.881			0.568		0.881

(1) Représente le coefficient de détermination pour l'ajustement de $A * \left(1/S_e\right)^\beta$

(2) Représente le coefficient de détermination pour l'ajustement de $A * \left(1/S_e\right)^\beta * \left(\frac{(p-u_a)-\sigma_s}{p_{ref}} + 1\right)^\gamma$ lorsque A et β sont constants à une contrainte de référence de 50 kPa tandis que S_e varie.

Les résultats obtenus ont été ajustés avec le modèle de [Dong et al. \[2016\]](#) et les paramètres statistiques du processus d'ajustement sont présentés dans le Tableau 5.10 et les annexes A.6 et B.6. Le modèle de [Dong et al. \[2016\]](#) est essentiellement une multiplication de deux composantes qui sont $G'(S_e)$ et $G''(\sigma')$ respectivement. Le $G'(S_e)$ illustre l'effet de la rétention hydraulique tandis que $G''(\sigma')$ montre les effets d'une charge mécanique sur un petit module d'élasticité. Dans ce modèle, la contrainte effective basée sur la contrainte de succion. Compte tenu de la définition des contraintes de succion, les deux composantes du modèle [Dong et al. \[2016\]](#) sont fortement interreliées. Pour mieux montrer cette interdépendance du modèle, les données expérimentales ont été ajustées séparément, comme dans le Tableau 5.10. Les résultats du processus d'ajustement révèlent que la première composante du modèle, comme dans l'équation 5.12, prédit assez bien la variation du module de cisaillement avec les changements du degré effectif de saturation. Dans cette équation, A représente les paramètres expérimentaux d'ajustement ayant les mêmes unités que le petit module d'élasticité. Cette valeur peut être choisie comme G_{max}^{sat} sans le confinement qui comprend les effets d'indice des vides, de l'interverrouillage des particules et de l'état initial. Cependant, dans cette étude, A est considéré comme un paramètre d'ajustement dépendant.

$$G'(S_e) = A \times \left(\frac{1}{S_e}\right)^\beta \quad \text{Équation 5.12}$$

Après l'ajustement des données avec $G'(S_e)$, les paramètres d'ajustement obtenus de A et β pour 50 kPa ont été considérés comme les valeurs de référence pour la deuxième composante du modèle, comme dans l'équation 5.13. Cette composante représente essentiellement la même nature du module de cisaillement en ce qui concerne le confinement appliqué, comme le modèle de Hardin [[Hardin, 1978](#)] ou le modèle de « Hardening Soil » [[Schanz et al. 1999](#)], à l'exception du fait qu'au lieu de la contrainte effective de Terzaghi, on utilise une contrainte effective basée sur la contrainte de succion. Les résultats ont prouvé que la charge mécanique a plus d'impact sur le développement de petits modules de cisaillement des billes de verre testées que sur la rétention hydraulique.

$$G''(\sigma') = \left(\frac{(p-u_a)-\sigma_s}{p_{ref}} + 1 \right)^\gamma \quad \text{Équation 5.13}$$

Il est évident qu'une analyse statistique plus précise est nécessaire, mais les résultats suggèrent que le modèle de [Dong et al. \[2016\]](#) a un comportement hautement couplé et non linéaire qui doit être déterminé à l'aide de données expérimentales précises, sinon la marge d'erreur peut dépasser.

Au total, on peut dire que pour des échantillons de billes de verre de taille uniforme avec des teneurs en eau différentes, la variation du module de cisaillement peut être évaluée à l'aide d'un essai de cisaillement direct et, à mesure que le niveau de déformation augmente, la disparité des résultats diminue. On constate que le module de cisaillement à contrainte finie à l'état non saturé dépend à la fois de la composante de rétention hydraulique et de la composante de charge mécanique, mais que la composante de charge mécanique a un impact plus élevé sur la valeur du module de cisaillement par rapport à la rétention hydraulique.

CHAPITRE 6

6 Modélisation numérique de l'essai de cisaillement direct pour les sols non saturés

Tout au long de l'histoire, différents types de méthodes numériques de solution ont été introduits à la mécanique des sols, y compris (1) la méthode des éléments finis, MEF (2) la méthode des différences finies, MDF (3) la méthode des volumes finis, FVM (4) la méthode des éléments discrets, MED (5) la méthode des éléments limites, BEM, (6) le réseau de fractures discrètes, DFN, etc. En général, les méthodes numériques peuvent être classées en trois grandes catégories : au milieu continu, discontinu et méthodes hybrides. Dans le cas des sols non saturés, la discontinuité préexistante entre les particules et leur interaction serait plutôt calculée avec les méthodes discrètes, tandis que le choix de la méthode du continuum serait mieux utilisé dans le calcul de la réponse globale ou globale du sol due à la charge ou à la déformation. En plus des méthodes de continuum et de discontinuité, il existe aussi les méthodes hybrides qui utilisent les meilleures propriétés des deux approches. Le Tableau 6.1 donne un aperçu des approches numériques les plus couramment utilisées en géotechnique.

Tableau 6.1 Résumé des méthodes numériques utilisées en géotechnique

<i>Continuum methods</i>
Finite Element Method (MEF)
Finite Difference Method (MDF)
Finite Volume Method (FVM)
Meshless Methods
Boundary Element Method (BEM)
Dis-continuum methods
Discrete Element Method (MED)
Discrete Fracture Network (DFN)
<i>Hybrid methods</i>
Discrete Finite Element Method (MEFD)
Combined Finite Discrete Element Method (MEF/MED)

Les méthodes numériques sont souvent mises en œuvre dans des logiciels ou des codes académiques et commerciaux afin de faciliter leur utilisation. Par exemple, dans le cas du MDF ou du FVM, l'un des logiciels les plus connus pour résoudre une variété de problèmes géotechniques est FLAC/FLAC3D développé par le groupe ITASCA (manuels FLAC, 2005). Dans le cas de MEF, les logiciels PLAXIS ou GeoStudio sont les logiciels commerciaux les plus courants pour la modélisation des sols saturés-non saturés (Manuel PLAXIS, 2016). Dans ces logiciels, les problèmes de mécanique des sols sont souvent visualisés comme des problèmes de valeur limite où certaines étapes de simulation doivent être suivies afin d'obtenir un résultat acceptable, à savoir (1) la géométrie et la stratigraphie, (2) les conditions initiales et les conditions limites, (3) les propriétés du sol et (4) les techniques de solution. Dans ce cas, les propriétés physiques et mécaniques du sol sont définies pour un volume élémentaire de référence (REV) du continuum sol saturé-non saturé à l'aide de modèles constitutifs.

Lorsqu'il s'agit de matériaux granulaires et de l'interaction micromécanique des particules, en raison de la non-représentativité de la méthode du continuum, le MED est souvent utilisé. Les logiciels commerciaux et les codes « opensource » les plus courants pour l'analyse par éléments discrets sont les logiciels PFC développés par ITASCA, EDEM et YADE respectivement. Pour l'étude des sols non saturés à l'échelle microscopique, le MED est l'approche idéale puisque l'interaction entre chaque particule dans le sol peut être simulée à l'aide des lois de contact. Toutefois, l'état actuel du MED comporte trois limites majeures qu'il faut surmonter pour améliorer son utilité. Tout d'abord, la nature intensive des codes MED dans le traitement de l'effort de calcul. Puisque dans le MED, les codes de calcul retracent chaque particule individuelle et leurs interactions entre elles avec le temps, une augmentation du nombre de particules (N) augmente le temps de calcul. En outre, les complexités techniques, telles que les formes de particules non sphériques, les limites mobiles, les forces secondaires telles que la cohésion apparente et les changements de modèles de force de contact au cours du processus d'itération affectent le temps de calcul [Bharadwaj, 2012]. Deuxièmement, l'absence d'une méthodologie bien développée pour déterminer les propriétés des particules afin de modéliser avec précision un système physique donné. Étant donné que les propriétés physiques et mécaniques globales d'un matériau granulaire mesuré en laboratoire sont essentiellement différentes des propriétés individuelles des particules, la mesure de ces propriétés à l'échelle microscopique devient un défi. Troisièmement, la validation des résultats du MED avec des

résultats expérimentaux est un défi majeur puisque les échelles de simulation et d'expérimentation sont différentes. De nombreux groupes de recherche à travers le monde s'efforcent actuellement de rapprocher les résultats du MED et les résultats expérimentaux afin d'améliorer la représentativité du MED.

Partir d'une approche plus globale, l'Institut de recherche d'Hydro-Québec (IREQ) développe un logiciel de modèle à éléments discrets (MED) qui s'appelle SIGRAINS. Ce laboratoire virtuel est dédié à l'étude des phénomènes géotechniques [Roubtsova et al. 2011 ; Roubtsova et al. 2012; Chekired et Roubtsova 2013]. Les limites de la modélisation MEF dans l'évaluation des sols non saturés ainsi que les difficultés à obtenir un accord consensuel sur les théories fondamentales pour étudier les sols non saturés ont amené les chercheurs de l'IREQ à vérifier et évaluer l'application des SIGRAINS par rapport aux logiciels MEF tels que PLAXIS pour matériaux granulaires tout en essayant d'améliorer les lois du contact constituant dans ce laboratoire virtuel. Pour y parvenir, cette étude a été réalisée à l'aide du logiciel de PLAXIS, en modélisant les billes de verre testées à l'état non-saturé. Pour ce faire, le module de SoilTest de PLAXIS est utilisé comme un outil alternatif pour créer un modèle complet par éléments finis [Manuel PLAXIS, 2016]. Ce module permet de comparer la réponse numérique des sols définie par les modèles de sols intégrés tels que le modèle de Mohr-Coulomb, le modèle de « Hardening Soil » et le modèle de Cam-Clay modifié avec les paramètres d'un sol obtenus en laboratoire ou lors d'une étude de site. Il offre également à l'opérateur la possibilité d'optimiser les paramètres numériques afin d'obtenir un meilleur ajustement entre les résultats du modèle et les données des essais en laboratoire. Cette section a pour but de comparer les courbes de contrainte de cisaillement et de cisaillement des billes de verre non saturées avec trois modèles courants dans PLAXIS. Le but est d'évaluer quels sont les paramètres du modèle de matériau les plus sensibles à la succion matricielle en variant ces paramètres afin d'ajuster les courbes de contrainte de cisaillement et de cisaillement obtenues.

6.1 L'utilisation de l'analyse des éléments finis avec PLAXIS

PLAXIS est composée de trois programmes internes, INPUT, CALCUL, et OUTPUT. La présentation d'une description complète de ce logiciel dépasse le cadre de la portée de cette

étude. Cependant, il est important d'indiquer que PLAXIS est capable d'adapter différents modèles du comportement du sol pour répondre au besoin de définir le comportement linéaire et non linéaire du sol lorsque la simulation hydromécanique est désaccouplée ou couplée. Tous les modèles de matériaux implémentés dans PLAXIS sont basés sur la relation entre les taux de contrainte effectives, $\dot{\sigma}'$ et le taux de déformation, $\dot{\epsilon}'$. Pour les matériaux saturés et secs, la contrainte effective est définie par la contrainte effective de Terzaghi dans l'équation 2.4, ce qui est un cas courant pour les applications géotechniques.

Les versions récentes de PLAXIS depuis 2010 peuvent également gérer les sols non saturés. Dans PLAXIS, les contraintes totales causées par les forces externes comme la gravité et les surcharges appliquées sont divisées en contraintes effectives et pressions interstitielles actives. La pression interstitielle active peut consister en une pression interstitielle à l'état d'équilibre, $u_{w,steady}$ et une pression interstitielle en excès, $u_{w,excess}$ incluant une succion au sol exprimée à l'équation 6.1:

$$u_{w(active)}\delta_{ij} = S_e(u_{w,steady} + u_{w,excess})\delta_{ij} \quad \text{Équation 6.1}$$

Pour une condition non saturée, PLAXIS utilise la contrainte effective généralisée de Bishop comme dans l'équation 2.18 en remplaçant S_r à S_e et en mettant la pression pore-air à zéro comme dans l'équation 6.2 :

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u_{w(active)}\delta_{ij} \quad \text{Équation 6.2}$$

Si l'on considère l'équation 6.2, il semble que PLAXIS soit également capable d'utiliser la contrainte effective basée sur la contrainte de succion comme dans l'équation 2.19, sauf que la terminologie appropriée n'est pas utilisée pour décrire le cadre de contrainte de succion caractéristique. Par conséquent, PLAXIS pourrait disposer de l'outil adéquat pour définir les contraintes effectives non saturées si seul le CRE est défini.

Bien que PLAXIS puisse implicitement utiliser soit la contrainte effective généralisée de Bishop, soit la contrainte effective basée sur la contrainte de succion, la sensibilité de ses modèles de matériaux intégrés à la succion du sol reste douteuse. Sur la base d'un des objectifs

de cette étude, il est souhaitable de vérifier quels paramètres de rigidité et de résistance au cisaillement des modèles de matériaux intégrés de PLAXIS sont les plus sensibles à la variation de la succion.

À l'état non saturé, compte tenu des résultats expérimentaux observés, la succion matricielle affecte les paramètres de rigidité ainsi que les paramètres de résistance au cisaillement. Dans des conditions de déformation normale et pour les essais de cisaillement direct, les modules de cisaillement sécants, la cohésion apparente, l'angle de frottement à l'état critique et l'angle de dilatance sont affectés par la présence de succion. Le module de SoilTest de PLAXIS a la capacité de modéliser l'essai de cisaillement direct simple (CDS) et non pas l'essai direct en cisaillement. Il serait intéressant de comparer les résultats de l'essai de cisaillement direct simple simulé et de l'essai de cisaillement direct pour vérifier l'exactitude des résultats expérimentaux. De plus, le module de SoilTest de PLAXIS ne peut pas simuler le comportement du sol non saturé en utilisant les données CRE et la teneur en eau, notamment pour les essais directs de cisaillement. Cette limitation de PLAXIS peut être améliorée soit en simulant un modèle de trois dimensions par éléments finis qui tient compte de la dimension à l'échelle de la boîte de cisaillement direct, soit en assumant la condition de contrainte simple, modélisant la boîte de cisaillement direct en deux dimensions sous analyse de déformation entièrement couplée. L'analyse couplée de la déformation permet d'étudier le développement simultané de déformations et de pressions interstitielles dans des sols saturés et non saturés à la suite de changements temporels des conditions aux limites hydrauliques [Manuel PLAXIS, 2016]. Cependant, cette approche dépasse largement la portée de ce projet. Par conséquent, une approche alternative a été choisie pour évaluer indirectement la sensibilité des paramètres des matériaux. Dans cette approche, les données expérimentales sont ajustées à l'aide du module de SoilTest en évaluant d'abord l'évolution du module de cisaillement sécant au niveau de déformation de 1%. Ensuite, deux conditions sont supposées : (1) les échantillons simulés n'ont pas de cohésion apparente, seuls ϕ^o et ψ^o sont ajustés (2) : la cohésion apparente est définie comme paramètre d'entrée, puis ϕ^o et ψ^o sont ajustés. Les deux scénarios sont comparés avec les résultats obtenus à l'état critique. Par conséquent, les paramètres qui dépendent fortement de la succion matricielle peuvent être identifiés par leurs modifications.

Afin de vérifier l'application de cette approche, trois modèles de matériaux, à savoir les modèles de Mohr-Coulomb (MC), de sol durcissant (HS) et Cam-Clay modifiée (CCM), ont été

sélectionnés. Les sections suivantes présentent une brève information sur les modèles et les résultats obtenus par simulation.

6.1.1. Analyse de sensibilité des paramètres de Mohr-Coulomb affectés par la succion.

L'un des modèles de comportement du sol les plus connus utilisé dans la pratique, est le modèle de Mohr-Coulomb (MC). La Figure 6.1 montre la surface de rupture en trois dimensions du MC dans l'espace de contrainte principal.

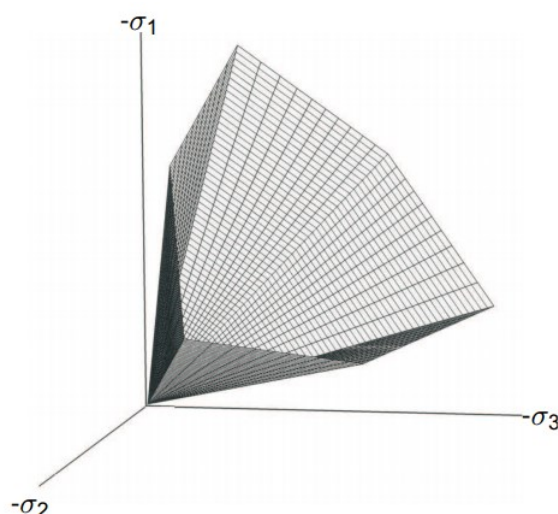


Figure 6.1 Surface de rupture 3D des critères de Mohr-Coulomb avec une cohésion égale à zéro [Manuel PLAXIS, 2016]

En réalité, les sols ont un comportement non linéaire qui peut être modélisé dans PLAXIS à l'aide de différents modèles. Dans le domaine de l'élasticité, on suppose que le sol suit la loi élastique linéaire de Hook et dès que l'état de contrainte du sol à un point donné du dépôt de sol atteint les limites de rupture, le matériau cède de manière parfaitement plastique. Autrement dit, une surface de rupture qui est entièrement définie par les paramètres du modèle et qui n'est pas affectée par la déformation plastique [Manuel PLAXIS, 2016]. Les paramètres fondamentaux nécessaires à la définition du modèle de Mohr-Coulomb sont présentés au Tableau 6.2.

Ce modèle de Mohr-Coulomb représente une approximation de premier ordre du comportement du sol ou de la roche puisque la rigidité du sol est indépendante des changements de déformation

ou des variations de la contrainte (élastique linéaire). De plus, ce modèle ne tient pas compte de l'écroutissement des sols dans les régions plastiques.

Tableau 6.2 Les paramètres d'entrée du modèle de Mohr-Coulomb

Model parameters	
<i>Failure surface parameters</i>	
Friction angle (in degree)	-
Cohesion (kPa)	-
Dilation angle (in degree)	-
<i>Stiffness parameters</i>	
Young's modulus (E, kPa)	$2G(1 + \nu)$
Poisson's ratio (ν)	-
Shear modulus (G, kPa)	$\frac{E}{2(1 + \nu)}$
<i>Initial stresses</i>	
Unit weight(γ, γ_{sat})	-
Initial lateral pressure coefficient (k_0)	-

Pour la première étape de l'optimisation, l'objectif est d'évaluer si l'évolution des modules de cisaillement sécants au niveau de déformation de 1.0% obtenus à partir d'études expérimentales peut être reproduite en utilisant les critères de Mohr-Coulomb. Pour simplifier, seuls les résultats simulés des billes de verre avec le diamètre de 0.25mm – 0.30mm sont présentés et les autres sont disponibles dans les annexes A.7 et B.7. Figure 6.2 Montre la variation des valeurs optimisées des modules de cisaillement sécant à différentes contraintes verticales par rapport aux données expérimentales et avec des modules de cisaillement sécant constants à l'état saturé. Les modules de cisaillement sécants constants à l'état saturé représentent l'indépendance de la rigidité linéaire avec le confinement selon les critères de Mohr-Coulomb. Les limites supérieure et inférieure indiquent les modules de cisaillement expérimentaux obtenus à 50 kPa et 300 kPa de la contrainte verticale qui ont été mesurés par des essais de cisaillement direct. Comme prévu, les critères de Mohr-Coulomb ne permettent pas de prédire la dépendance de la rigidité des billes de verre à la contrainte aux teneurs en eau différentes. Cependant, le processus d'optimisation indique qu'il existe une cohérence raisonnable entre la procédure d'ajustement et les résultats expérimentaux si la dépendance de la contrainte de module sécant de cisaillement est utilisée pour le calcul, particulièrement au niveau des déformations finis. De plus, il est évident que la

modification de la teneur en eau due aux modifications de succion matricielle affecte le module de rigidité. Cela est conforme aux constatations de la section 5.4.

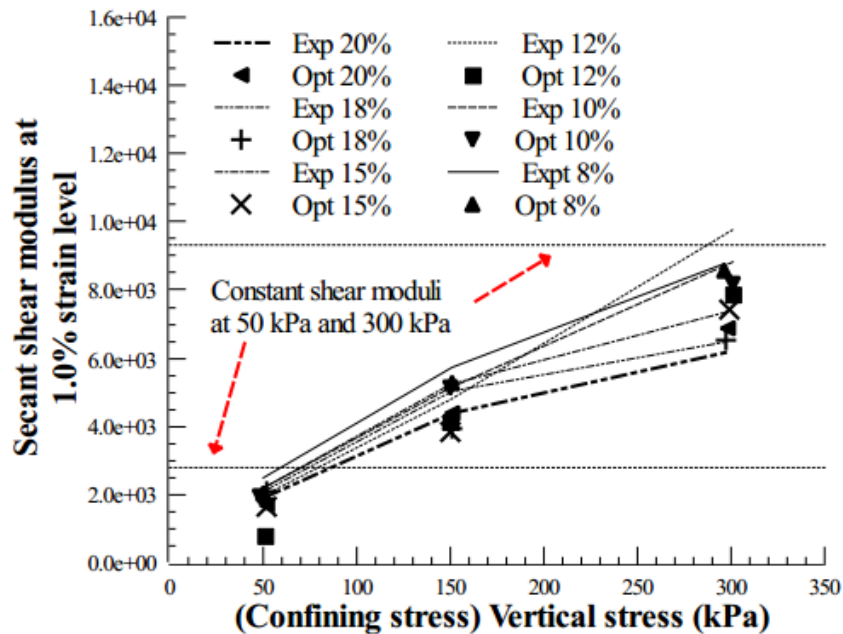


Figure 6.2 Comparaison entre le module de cisaillement sécant ajusté et expérimental pour des billes de verre d'un diamètre de $0.25\text{mm} - 0.30\text{mm}$ à un niveau de déformation de 1.0%

Pour la deuxième étape de l'optimisation, les modules de cisaillement sécants dépendants de la contrainte sont définis comme valeur d'entrée. Cela signifie que pour chaque courbe de contrainte de cisaillement et de cisaillement simulée, le module de cisaillement correspondant est appliqué dans la procédure d'ajustement. La Figure 6.3 à 6.4 montre les résultats de la procédure d'ajustement des billes de verre d'un diamètre de $0.25\text{mm} - 0.30\text{mm}$ avec les teneurs en eau de 10% et 18%. Comme on peut le constater, le modèle de Mohr-Coulomb n'a pas tenu compte des pics de ruptures. Ce comportement est attendu puisqu'un modèle linéaire élastique et parfaitement plastique tel que le modèle de Mohr-Coulomb n'est pas intrinsèquement capable de capturer les déformations d'écrouissage. L'état critique, cependant, a été bien ajusté en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb avec des contraintes verticales faibles. Pourtant, les figures indiquent qu'il n'existe aucune preuve révélant la surestimation ou la sous-estimation de la résistance au cisaillement à l'état critique. En d'autres termes, selon le matériau

testé, la réponse approximative du modèle de Mohr-Coulomb peut ou non correspondre au comportement non saturé réel.

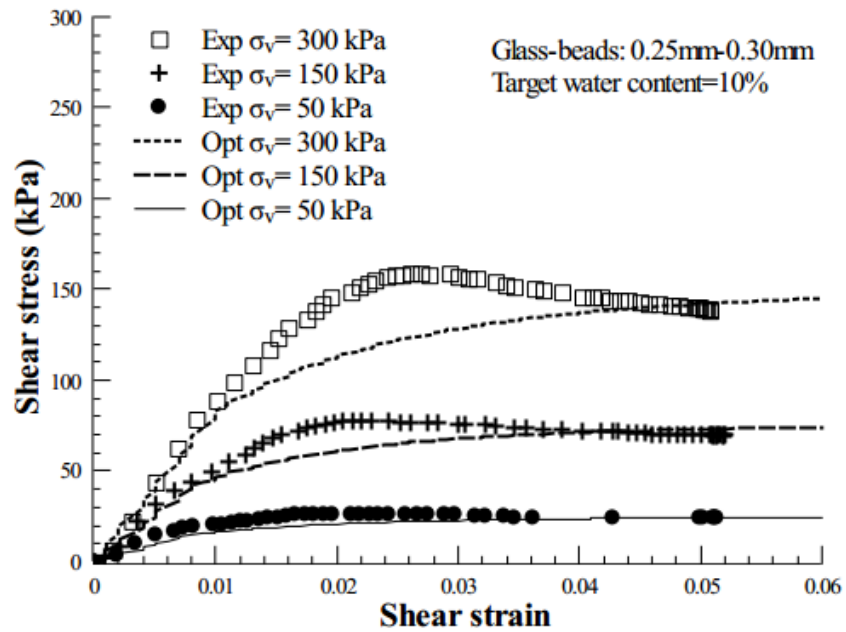


Figure 6.3 Comparaison des contraintes de cisaillement mesurées (Exp) et optimisées (Opt) pour des billes de verre de 0.25mm – 0.30mm avec une teneur en eau visée de 10% (Modèle Mohr-Coulomb)

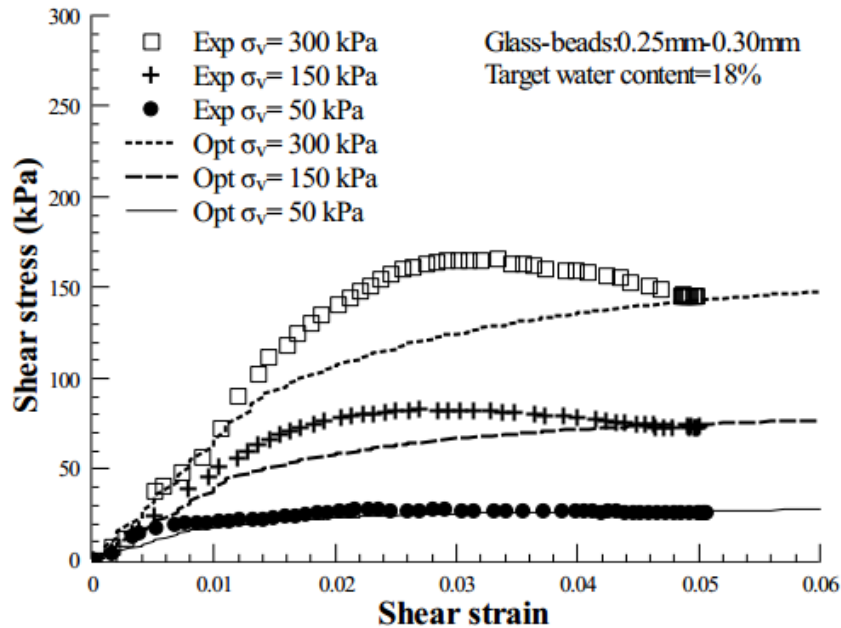


Figure 6.4 Comparaison des contraintes de cisaillement mesurées (Exp) et optimisées (Opt) pour des billes de verre de de $0.25\text{mm} - 0.30\text{mm}$ avec une teneur en eau visée de 18 % (Modèle Mohr-Coulomb)

Les Figures 6.5 et 6.6 montrent les résultats d'optimisation des données expérimentales pour les billes de verre de $0.25\text{mm} - 0.30\text{mm}$ dans les degrés de saturation différents. Pour les autres billes de verre, les résultats sont présentés en annexes A.7 et B.7. À l'état critique, le module SoilTest a mesuré des valeurs plus élevées pour l'angle de frottement et l'angle de dilatance que les valeurs mesurées. Les erreurs relativement importantes entre les valeurs mesurées et les valeurs simulées soulignent le fait que l'absence de cohésion apparente dans le processus d'optimisation a poussé le logiciel à compenser les effets succion matricielle en augmentant les valeurs des angles de frottement et des angles de dilatance. En d'autres termes, si la cohésion apparente d'un matériau non saturé est ignorée, le PLAXIS peut toujours impliquer l'effet de succion dans la simulation en augmentant les valeurs des autres caractéristiques de résistance à la rupture. Par conséquent, en l'absence de propriétés de rétention d'eau d'un sol donné, le modèle de Mohr-Coulomb de PLAXIS peut encore être utilisé pour évaluer le comportement approximatif des sols non saturés uniquement si la variation de l'angle de frottement et de dilatance par la succion est mesurée et réalisée. Il est intéressant de noter que les valeurs optimisées de l'angle de frottement à l'état critique étaient proches des valeurs du pic, indiquant

qu'il peut être possible d'utiliser cet angle pour compenser l'effet de succion matricielle sur la courbe de contrainte versus déformation. Évidemment, cette observation doit être vérifiée à l'aide d'études expérimentales plus détaillées. En cas d'implication de la cohésion apparente dans le calcul, il a également été observé que les erreurs d'optimisation de l'angle de frottement critique ont légèrement diminué. De plus, les angles de dilatance optimisés sont réduits par rapport aux valeurs mesurées. Les figures indiquent qu'il n'existe aucune preuve révélant une surestimation ou une sous-estimation de la résistance au cisaillement à l'état critique. En d'autres termes, selon le matériau testé, la réponse approximative du modèle de Mohr-Coulomb peut correspondre au comportement non saturé réel. Néanmoins, les résultats du processus d'optimisation indiquent l'importance d'impliquer la cohésion apparente dans la simulation.

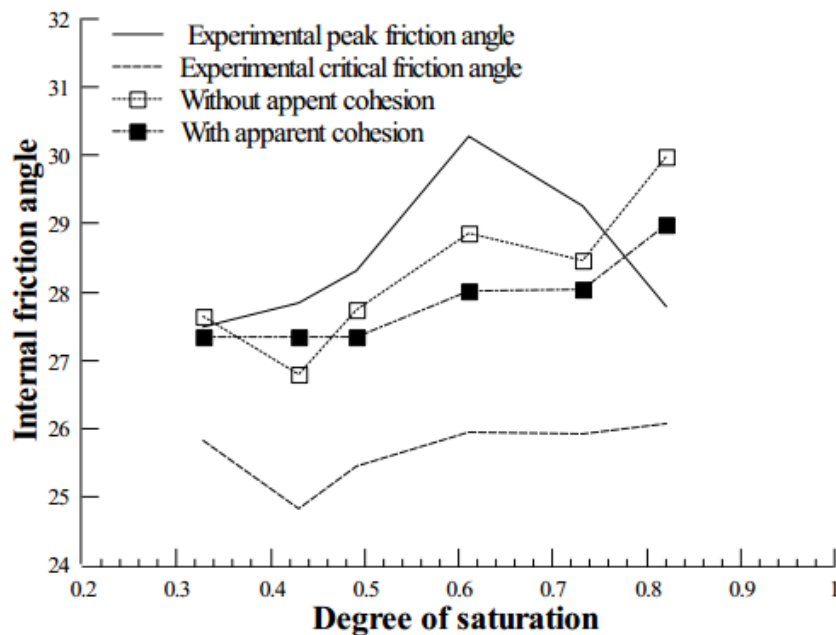


Figure 6.5 Comparaison entre l'angle de frottement ajusté et l'angle de frottement expérimental à différents degrés de saturation pour des billes de verre de $0.25\text{mm} - 0.30\text{mm}$

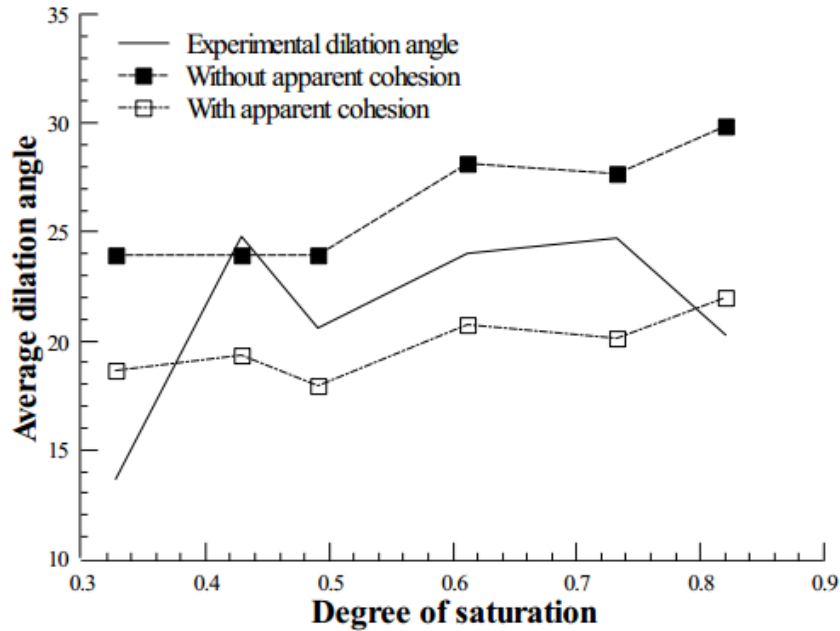


Figure 6.6 Comparaison entre l'angle de dilatance ajusté et expérimental à différents degrés de saturation pour des billes de verre de $0.25mm - 0.30mm$

6.1.2. Analyse de sensibilité des paramètres de modèle de « Hardening Soil » affectés par la succion.

Malgré de nombreuses applications du modèle de Mohr-Coulomb, la linéarité du comportement du sol, en particulier pour les matériaux granulaires tels que le sable, ne semble pas réaliste puisque la rigidité de ces matériaux diminue avec le cisaillement. De plus, les paramètres de rigidité des matériaux granulaires dépendent de la contrainte et peuvent varier en modifiant la contrainte de confinement. Afin d'imiter ce comportement, le modèle de « Hardening Soil » a été implémenté dans PLAXIS. Ce modèle utilise une surface de rupture similaire à celle du modèle de Mohr-Coulomb. Une fonction hyperbolique est fournie pour attribuer la contrainte verticale à la contrainte déviatorique et comme le modèle MC, lorsque l'état de contrainte atteint la surface de rupture, des contraintes parfaitement plastiques apparaissent.

Le modèle de peut être classé dans la catégorie des modèles de chapeau d'écrouissage. Contrairement au modèle MC par lequel un matériau sans cohésion subit continuellement une déformation élastique sous compression isotrope, dans le modèle de « Hardening Soil », une

déformation volumétrique plastique se produit. Figure 6.7 montre le modèle de « Hardening Soil » avec son chapeau dans le principal espace de contrainte.

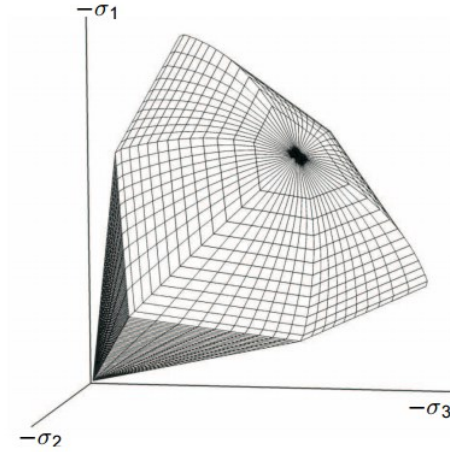


Figure 6.7 Surface de rupture 3D des critères de « Hardening Soil » avec une cohésion égale à zéro [Manuel PLAXIS, 2016]

Comme les critères de Mohr-Coulomb, pour décrire l'état critique, le modèle utilise (comme le Tableau 6.3) l'angle de frottement, la cohésion, et l'angle de dilatance. La rigidité du sol est décrite en utilisant trois rigidités d'entrée différentes : (1) la rigidité de charge triaxiale E_{50} (kPa) qui correspond au module de Young sécant où le sol atteint la moitié de sa résistance limite, (2) la rigidité de décharge triaxiale E_{ur} (kPa) qui est par défaut proposée comme $E_{ur} = 3E_{50}$ et (3) la rigidité de charge œdométrique E_{oed} (kPa) qui est environ $E_{oed} = E_{50}$. De plus, il y a deux paramètres d'ajustement, m qui relie la dépendance de contrainte du module d'élasticité et R_f qui est connu sous le nom de rapport de rupture.

Tableau 6.3 Les paramètres d'entrée du modèle de « Hardening Soil »

Model parameters	
<i>Failure surface parameters</i>	
Friction angle (in degree)	-
Cohesion (kPa)	-
Dilation angle (in degree)	-
Tension cutoff ($\sigma_{tension}$)	-
<i>Hyperbolic Stiffness parameters</i>	
Secant stiffness in standard triaxial test (E_{50}^{ref}, kPa)	$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m$
Tangent stiffness for primary oedometer loading (E_{oed}^{ref}, kPa)	$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma'}{p^{ref}} \right)^m$
Power for stress level dependency of stiffness (m)	-
Poisson's ratio for loading/unloading (ν_{ur})	-
Unloading/reloading stiffness (E_{ur}^{ref}, kPa)	$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m$ $= 3E_{50}^{ref}$
Failure ratio (R_f)	-
Reference stress for stiffness (p^{ref})	-
<i>Initial stresses</i>	
Unit weight (γ, γ_{sat})	-
Initial lateral pressure coefficient (k_0)	-
Stress ratio in a state of normal consolidation (k_0^{nc})	-

Le rapport de rupture représente le Rapport de la contrainte déviatorique maximale, q_f et de la contrainte quantitative, q_a . Alors que dans la formulation du modèle de « Hardening Soil » [Schanz et al. 1999], la contrainte déviatorique maximale est dérivée des critères de Mohr-Coulomb, la contrainte quantitative représente la contrainte déviatorique asymptotique pour une approximation hyperbolique Duncan-Chang [Duncan et Chan, 1970]. De nombreuses études ont été réalisées pour trouver la gamme appropriée de ces paramètres d'ajustement. Par exemple, Janbu [1963] a suggéré une valeur d'environ 0.5 pour les sables et les limons norvégiens, tandis que Von Soos [1980] a proposé une valeur de $0.5 < m < 1.0$. Pour R_f , bien qu'il soit souvent pris en compte comme 0.9, pour la plupart des sols sa valeur est comprise entre 0.75 et 1.0. Pour le processus des calibrations de cette étude, m est considéré comme ayant

une valeur comprise entre 0.5 et 1.0 alors que pour R_f , cette valeur est choisie entre 0.2 et 1.0 pour couvrir une gamme plus grande. Le modèle est dérivé pour la condition triaxiale, par conséquent des hypothèses appropriées doivent être prises en compte pour la condition de déformation simple comme dans l'essai de cisaillement direct. Pour ce faire, l'approche similaire expliquée à la section 5.4 a été utilisée pour trouver les paramètres d'entrée.

Pour optimiser les données non saturées, une approche similaire à celle de la section précédente est suivie. L'effet de succion matricielle a été mis en œuvre en utilisant la cohésion apparente. Dans le premier cas, les courbes expérimentales de contrainte de cisaillement en fonction de la déformation de cisaillement ont été ajustées avec le modèle de « Hardening Soil » sans utilisation de cohésion apparente et dans le second cas, la cohésion apparente a participé aux calculs. La différence dans le processus d'optimisation de deux cas montre quels paramètres sont plus influencés par la succion matricielle.

Pour optimiser les données non saturées, une approche similaire à celle de la section précédente est suivie. L'effet de la succion matricielle a été mis en œuvre en utilisant la cohésion apparente. Dans le premier cas, les courbes expérimentales de contrainte de cisaillement en fonction de la déformation de cisaillement ont été ajustées avec le modèle de « Hardening Soil » sans utilisation de cohésion apparente et dans le second cas, la cohésion apparente a participé aux calculs. La différence dans le processus d'optimisation de deux cas montre quels paramètres sont plus influencés par la succion matricielle. Les Figures 6.8 et 6.9 illustrent la comparaison des résultats expérimentaux et optimisés pour des billes de verre de 0.25mm – 0.30mm à 10% et 18% de teneur en eau. Pour les autres billes de verre, les données sont disponibles dans les annexes A.7 et B.7. Les figures montrent qu'il existe une bonne concordance entre le processus d'optimisation utilisant les essais DSS dans le module SoilTest de PLAXIS et les résultats expérimentaux des essais directs en cisaillement. Dans les régions élastiques, la dépendance de la contrainte des paramètres élastiques à l'état non saturé est simulée adéquatement à l'aide du modèle de « Hardening Soil ». Cette dépendance à la contrainte peut être améliorée si les caractéristiques de changement de volume des billes de verre ont été prises en compte dans le calcul, mais cette considération ne relevait pas de la portée du présent projet. En regardant les régions plastiques, le modèle ne parvient pas à capturer le comportement de pic des essais qui était prévu puisque ce modèle n'est pas dérivé pour s'adapter à la déformation pastique par ramollissement. Par contre, le comportement à l'état critique a été correctement ajusté en ajustant

les paramètres de résistance au cisaillement, notamment l'angle de frottement critique, l'angle de dilatance, la cohésion apparente et le rapport de rupture.

En comparant les Figures 6.8 à 6.9, il semble que le modèle de « Hardening Soil » soit plus apte à modéliser la rigidité des billes de verre testées que le modèle de Mohr-Coulomb. On s'y attendait puisque les billes de verre ont essentiellement subi un comportement non linéaire dépendant de la contrainte, comme montré dans la Figure 6.10.

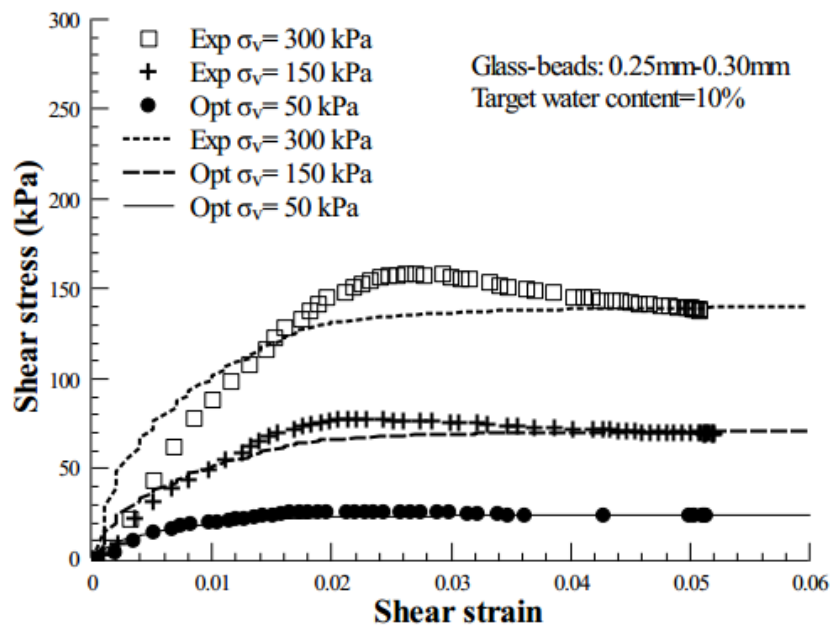


Figure 6.8 Comparaison des contraintes de cisaillement mesurées et optimisées pour des billes de verre d'un diamètre de $0.25\text{mm} - 0.30\text{mm}$ avec une teneur en eau cible de 10%

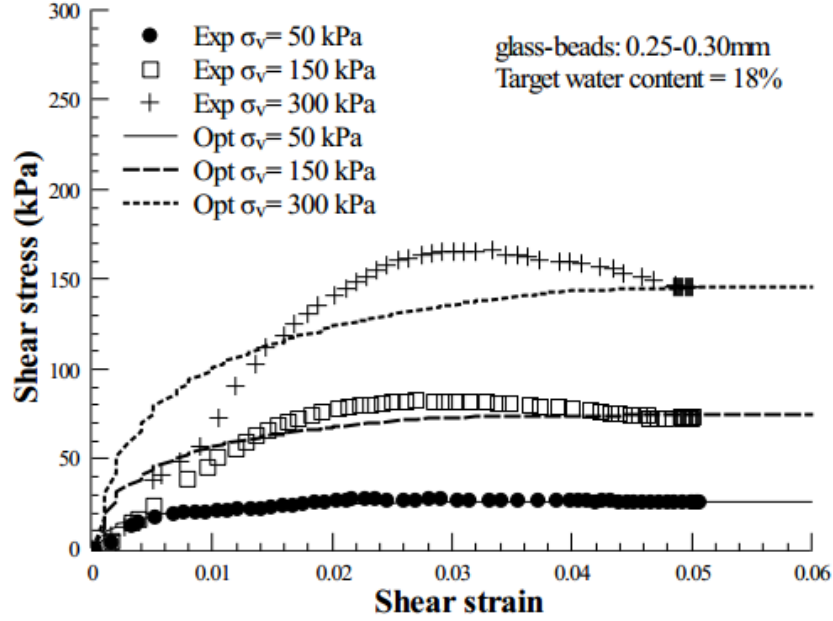


Figure 6.9 Comparaison des contraintes de cisaillement mesurées et optimisées pour des billes de verre d'un diamètre de $0.25\text{mm} - 0.30\text{mm}$ avec une teneur en eau cible de 18%

En examinant le paramètre d'ajustement m , les valeurs optimisées ont changé en fonction de la variation de succion matricielle, ce qui suggère sa relation avec la succion matricielle comme montré dans la Figure 6.11. On s'attend également, comme indiqué dans la section 5.4.2, que l'exposant de rigidité soit fonction de la succion. Toutefois, les valeurs obtenues ne sont pas exactes avec précision puisque les caractéristiques de changement de volume n'ont pas été incluses dans la présente étude. Afin d'améliorer le processus d'optimisation, il est suggéré d'effectuer une série d'essais œdométriques sur les matériaux testés pour réduire l'erreur de mesure.

En ce qui concerne R_f , des études suggèrent que sa valeur limite inférieure peut être aussi basse que 0.34, comme observé lors du processus d'optimisation des billes de verre insaturées de $0.25\text{mm} - 0.30\text{mm}$. Évidemment, cette valeur peut être influencée par l'erreur expérimentale et la performance d'essais mais au total, il a été révélé que R_f peut varier de 0.4 à 1.0.

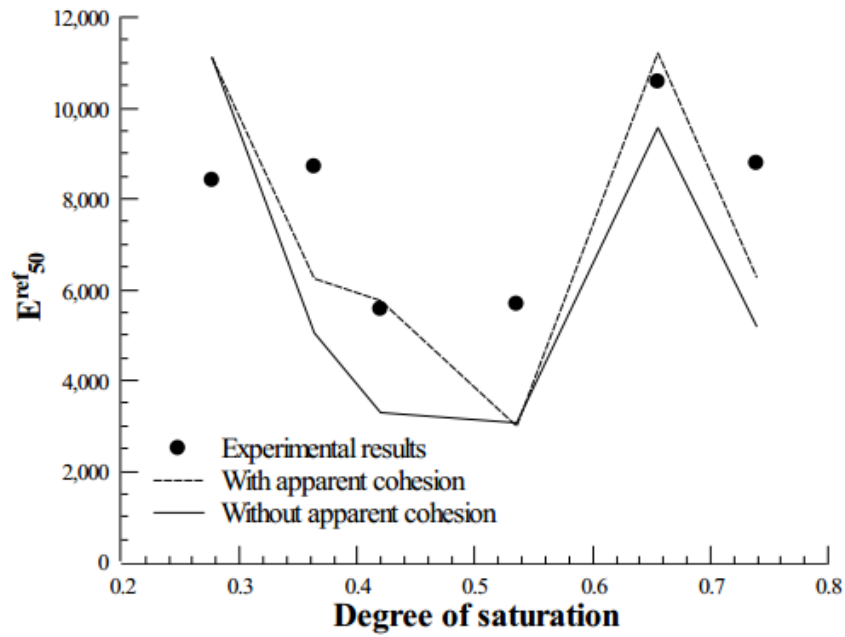


Figure 6.10 Comparaison des valeurs optimisées des modules de cisaillement sécants des billes de verre de $0.25mm - 0.30mm$

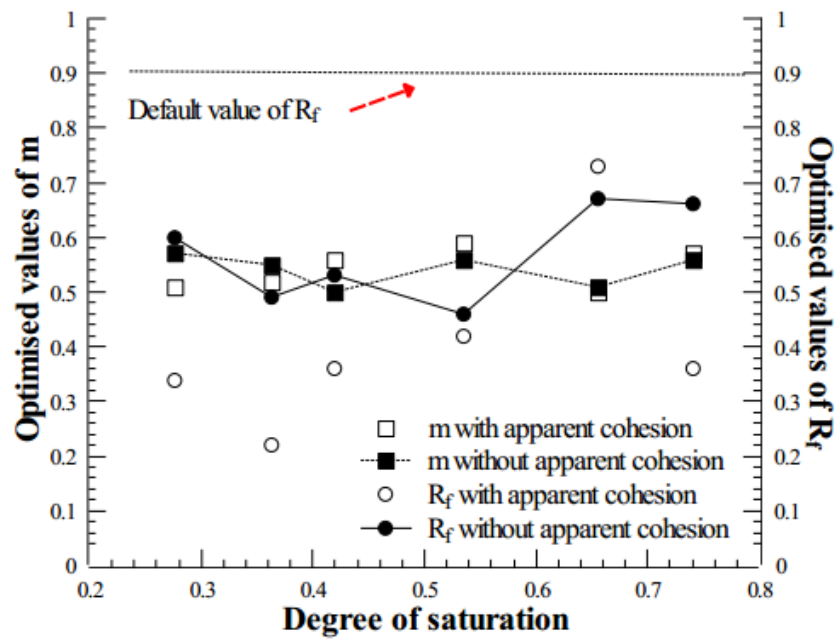


Figure 6.11 Comparaison des valeurs optimisées des paramètres d'ajustement m et R_f pour des billes de verre de $0.25mm - 0.30mm$

Concernant les angles de frottement et de dilatance, comme dans les Figures 6.12 à 6.13, la présence d'une cohésion apparente a conduit à placer l'angle de frottement optimisé entre les angles de frottement de pic et critique. Ce comportement a également été observé dans le modèle de Mohr-Coulomb, suggérant ainsi le fait que l'angle de frottement est fonction de la succion. La présence de succion matricielle sous forme de cohésion apparente a réduit l'angle moyen de dilatance, ce qui explique la différence entre les résultats expérimentaux et optimisés. Ces résultats ne signifient pas nécessairement que le modèle n'est pas capable de prédire le comportement volumétrique mais qu'il faut aussi les résultats d'essais de changement volumique pour que le processus d'optimisation soit correct. D'autres recherches sont nécessaires pour quantifier la relation entre l'angle de dilatance et l'angle de frottement à l'état non saturé.

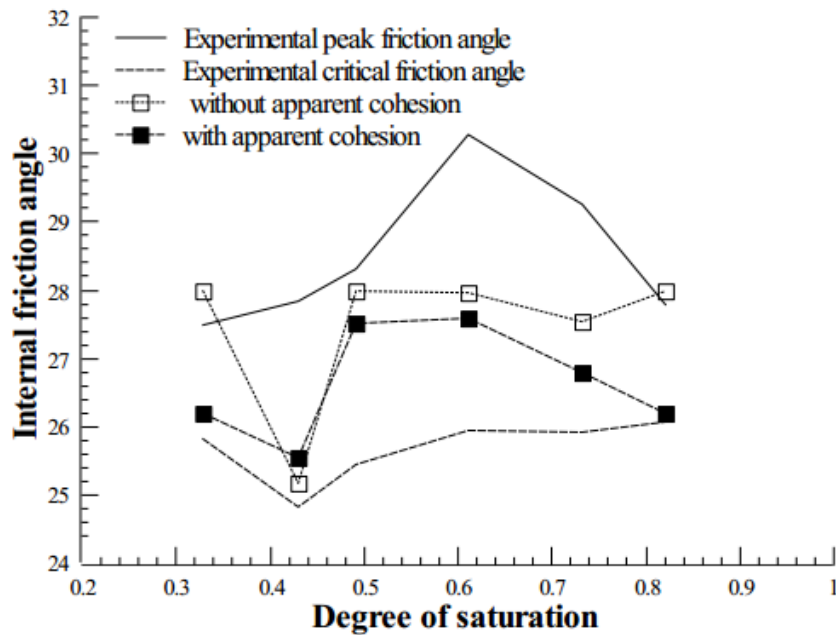


Figure 6.12 Comparaison de l'angle de frottement expérimentale et optimisé des billes de verre de $0.25\text{mm} - 0.30\text{mm}$

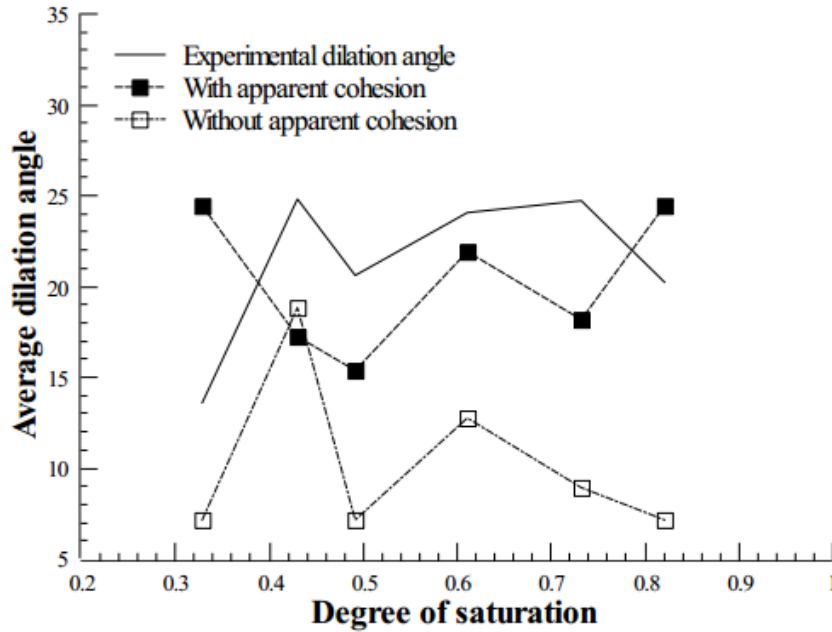


Figure 6.13 Comparaison de l'angle de dilatance expérimentale et optimisé des billes de verre de $0.25mm - 0.30mm$

6.1.3. Analyse de sensibilité des paramètres de modèle de Cam-Clay modifié affectés par la succion

Le modèle Cam-Clay modifié est un modèle bien connu développé par [Roscoe et Burland \[1968\]](#) (voir par exemple [Muir Wood \[1990\]](#)). Il est principalement destiné à la modélisation des sols argileux normalement consolidés. Bien qu'il puisse sembler irréaliste d'utiliser le modèle Cam-Clay modifié pour l'étude des matériaux granulaires, il possède une capacité intrinsèque que les deux autres modèles mentionnés précédemment ne possèdent pas. Contrairement aux modèles de sol durcissant et de Mohr-Coulomb, le modèle Cam-Clay modifié peut prédire la réponse du pic d'un sol due à la dilatance et couvre ensuite le comportement de ramollissement. Comme on peut s'attendre à ce qu'il observe un tel comportement pour les billes de verre, ce modèle intégré sera utilisé dans cette étude.

Récemment, des modifications ont été proposées pour prédire le comportement des sols granulaires denses [[Arvelo, 2005](#)]. De telles modifications n'ont pas encore été apportées à PLAXIS, mais pour obtenir un processus complet d'optimisation des billes de verre non saturé avec le modèle Cam-Clay modifiée, les caractéristiques volumétriques des matériaux

granulaires sont nécessaires. Cette information peut être obtenue en effectuant des essais œdométriques ou triaxiaux contrôlés par la succion ou par la teneur en eau, qui ne faisaient pas partie de l'objet de cette étude. Par conséquent, le but de cette section est uniquement de vérifier la plage de variation des paramètres de modèle et leur cohérence lorsqu'il s'agit d'ajuster les données expérimentales de cisaillement direct. Bien entendu, une évaluation précise est nécessaire et tout résultat du processus d'optimisation en cours doit être considéré comme un résultat précis. La Figure 6.14 montre la surface de rupture 3D du modèle de Cam-Clay modifié dans l'espace de contrainte principal.

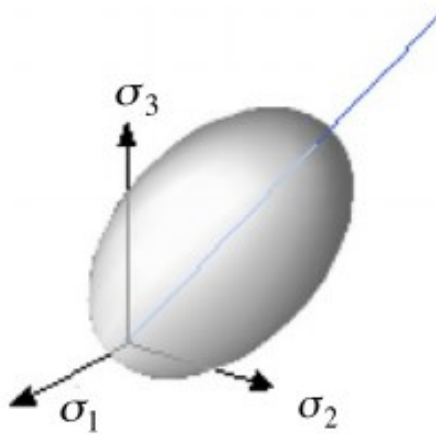


Figure 6.14 Surface de rupture 3D des critères Cam-Clay modifiés [Lee et Ahn, 2011]

Le modèle Cam-Clay modifié dans PLAXIS nécessite cinq paramètres dont le rapport de Poisson, ν , l'indice de gonflement Cam-Clay, λ , l'indice de compression Cam-Clay, κ , le tangent de la ligne d'état critique, M , et l'indice des vides initial. Pour les sols granulaires, λ est relativement grand en raison de l'écrasement des particules, tandis que κ/λ est relativement petit (par exemple $\kappa/\lambda = 0.1$) parce que les particules de sable s'écrasent et se réorganisent pendant la première compression. M varie entre 1.0 et 3.0 alors que le rapport de Poisson reste constant dans la plage élastique. En plus des paramètres ci-dessus, le rapport de sur-consolidation (OCR) peut jouer un rôle important sur le comportement de durcissement et de ramollissement des matériaux. La condition $OCR = 1.0$ est équivalente à l'état de consolidation normal tandis que la condition $OCR > 1.0$ correspond à l'état de surconsolidation. Dans PLAXIS, ce paramètre de

contrainte initiale peut être réglé individuellement tandis que dans le module SoilTest, il doit être modifié manuellement. Les paramètres d'entrée fondamentaux du modèle sont présentés dans le Tableau 6.4.

Tableau 6.4 Les paramètres d'entrée du modèle Cam-Clay modifié

Model parameters	
<i>Failure surface parameters</i>	
Friction angle (in degree)	-
Cohesion (kPa)	-
Dilation angle (in degree)	-
Slope of critical state line (M)	-
<i>Stiffness parameters</i>	
Modified swelling index (κ^*)	-
Modified compression index (λ^*)	-
Poisson's ratio for unloading-reloading (ν_{ur})	-
Modified creep index (μ^*)	-
<i>Initial stresses</i>	
Unit weight(γ, γ_{sat})	-
Initial vertical stress (σ_0)	-
Stress ratio in a state of normal consolidation (k_0^{nc})	-
Initial lateral pressure coefficient (k_0)	-

Dans cette étude, pour des billes de verre non saturées de $1.25mm - 1.40mm$ et de $.25mm - 0.30mm$, les résultats des essais de cisaillement direct ont été ajustés en variant le rapport de κ/λ , M et OCR pour examiner leur effet sur le résultat du calibrage. Les caractéristiques volumétriques des billes de verre étant inconnues, les valeurs arbitraires de κ/λ ont été examinées par essais et erreurs. Les valeurs de M ont varié selon la formulation suggérée par Kirby [1998] pour la boîte de cisaillement direct comme dans l'équation 6.3. Selon [Manuel PLAXIS, 2016], le paramètre M a une influence importante sur le coefficient de pression latérale des terres, K_0^{nc} dans un état de consolidation normale. Lorsque M est choisi de telle manière que le modèle prévoit la bonne résistance à la rupture en état critique, il donnera des valeurs élevées de K_0^{nc} .

$$M = 2 \sin \phi_{critical} \quad \text{Équation 6.3}$$

Dans l'équation ci-dessus, la valeur de l'angle de frottement varie en fonction des valeurs obtenues en laboratoire qui dépendaient de la succion matricielle. Les Figures 6.15 à 6.17 montrent les résultats de la calibration de billes de verre d'un diamètre de $1.25\text{mm} - 1.40\text{mm}$ sous une contrainte verticale visée de 50 kPa à trois teneurs en eau différentes, soit $8\%(s = 0.67\text{ kPa})$, $12\%(s = 0.57\text{ kPa})$ et $18\%(s = 0.41\text{ kPa})$. Deux conditions ($OCR = 1.0$ et $OCR > 1.0$) ont été étudiées pour ce matériau en supposant une constante λ et en variant κ . Les résultats de billes de verre de $1.25\text{mm} - 1.40\text{mm}$ suggèrent que lorsque $OCR = 1.0$, κ/λ atteint presque l'unité qui semble inconsistante puisque pour les matériaux déformables comme les argiles, cette valeur est autour de $0.25 - 0.40$ [Atkinson, 2007]. Évidemment, cette valeur peut changer si les résultats du changement de volume de l'essai œdométrique ou de l'essai triaxial ont été impliqués dans le processus de calibration.

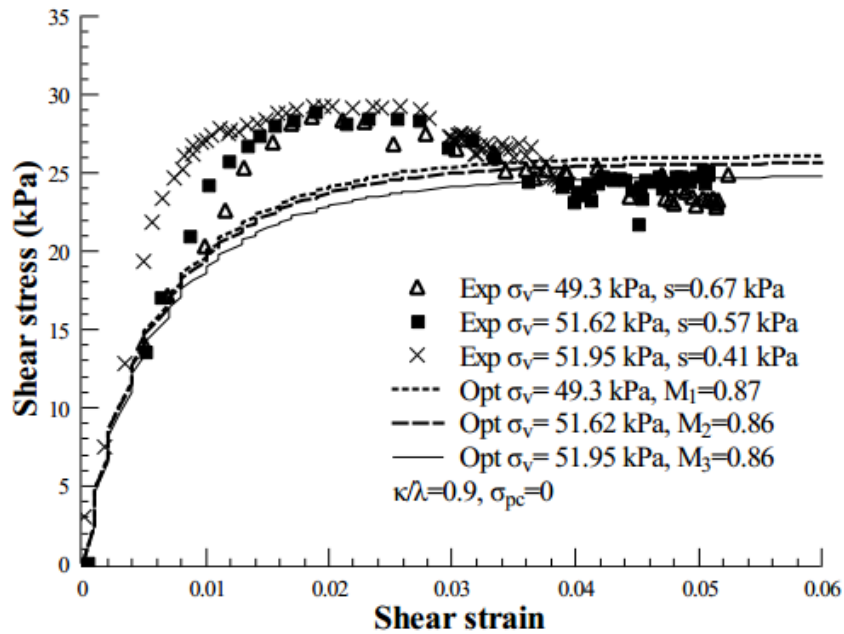


Figure 6.15 Calibration des résultats de cisaillement direct non saturé sous contrainte verticale de 50 kPa en utilisant le modèle de Cam-Clay modifiée ($\kappa/\lambda = 0.9$, $OCR = 1.0$) pour billes de verre de $1.25\text{mm} - 1.40\text{mm}$

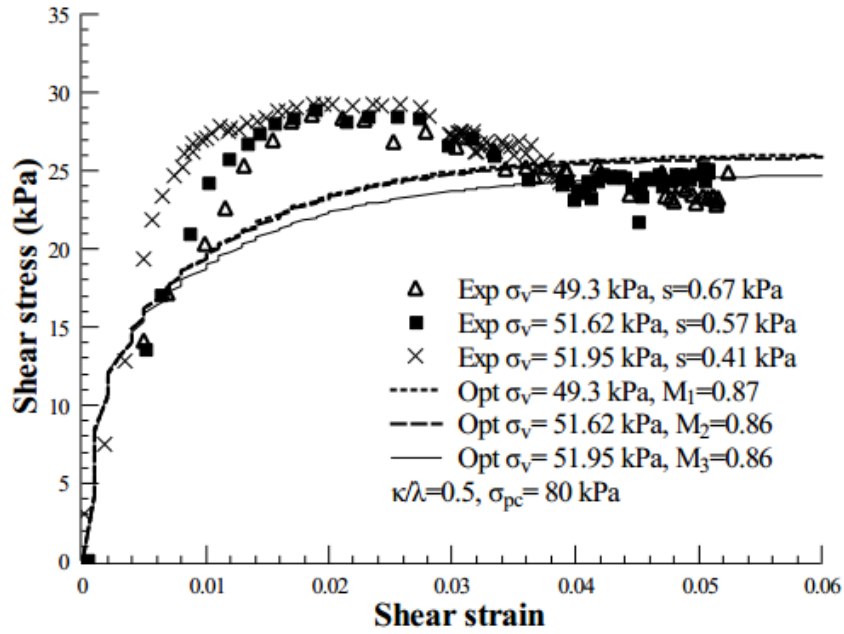


Figure 6.16 Calibration des résultats de cisaillement direct non saturé sous contrainte verticale de 50 kPa en utilisant le modèle de Cam-Clay modifiée ($\kappa/\lambda = 0.5$, $OCR = 1.6$) pour billes de verre de 1.25mm – 1.40mm

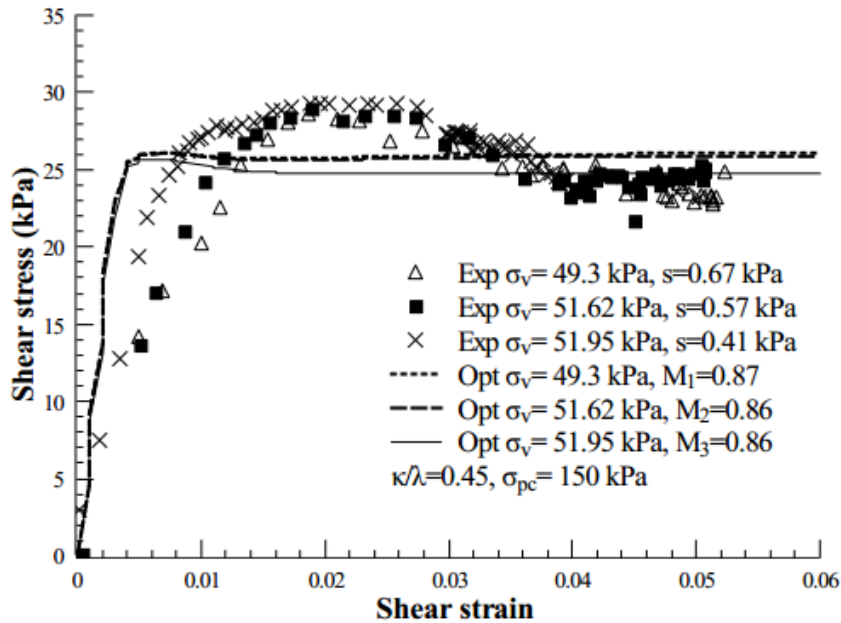


Figure 6.17 Calibration des résultats de cisaillement direct non saturé sous contrainte verticale de 50 kPa en utilisant le modèle de Cam-Clay modifiée ($\kappa/\lambda = 0.45$, $OCR = 3.0$) pour billes de verre de 1.25mm – 1.40mm

Dans les Figures 6.15 à 6.17, lorsque la pression de préconsolidation augmente, le κ/λ diminue, ce qui suggère que pour les matériaux denses comme les billes de verre testées, les paramètres de rigidité sont dépendants de la contrainte. Pour une pression de préconsolidation de 50 *kPa* et une $OCR = 3.0$, κ/λ atteint 0.45, ce qui est proche du rapport observé pour les matériaux déformables. Dans ce cas, la déformation élastique est surestimée alors que l'état critique est légèrement affecté par les changements de M à succion. De plus, on observe une déformation de ramollissement par rapport à $OCR = 1.6$. Ceci confirme les résultats de Yin et Chang [2009] qui montrent que sous K_0 constant, la variation de OCR induit un ramollissement de la déformation sous charge anisotrope. Les Figures 6.18 à 6.20 illustrent les résultats de calibration de billes de verre de 1.25mm – 1.40mm sous une contrainte verticale visée de 300 *kPa* à une teneur en eau visée de 8%, 12% et 18%. D'après les résultats, on a observé que la variation de κ/λ n'a pas eu d'effet significatif sur le paramètre de rigidité au-delà de la pression de préconsolidation présumée, alors que la variation de M à la succion permettait d'obtenir des prévisions suffisantes. Cela confirme les conclusions de Khalili et al. [2004] et Nuth et Laloui [2008] concernant le caractère unique de la ligne d'état critique sous différentes conditions de succion en choisissant une contrainte effective modifiée appropriée comme expliqué dans la section 2.5.

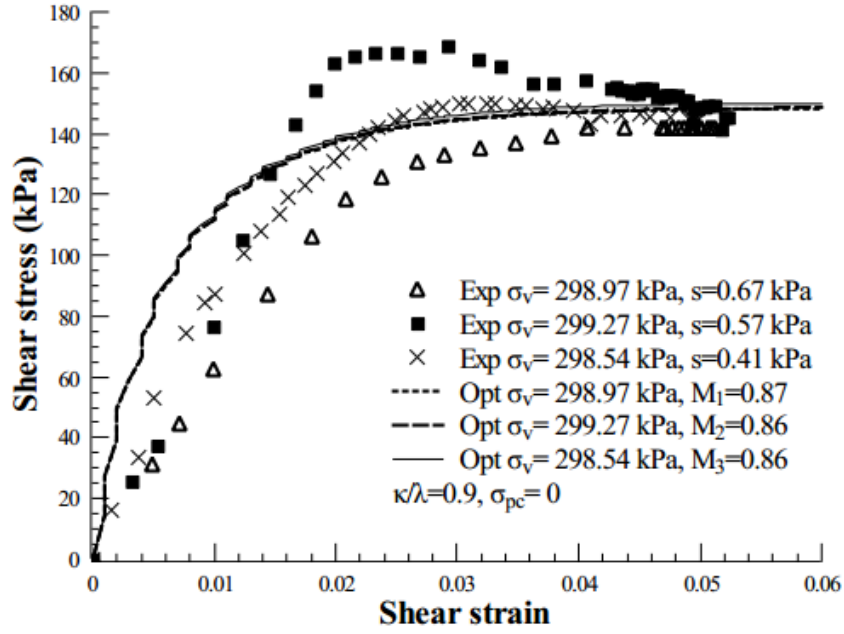


Figure 6.18 Calibration des résultats de cisaillement direct non saturé sous contrainte verticale de 300 *kPa* en utilisant le modèle de Cam-Clay modifiée ($\kappa/\lambda = 0.9$, $OCR = 1.0$) pour billes de verre de 1.25mm – 1.40mm

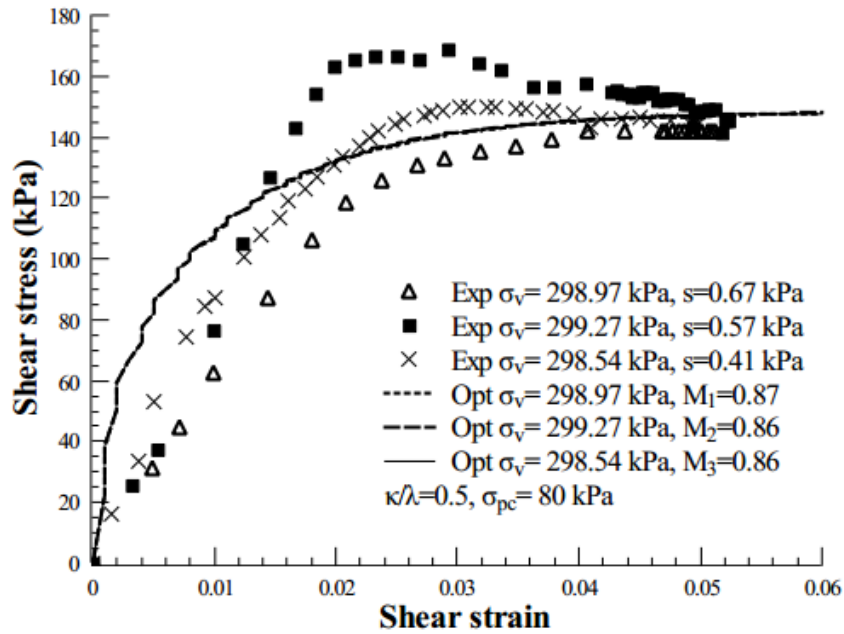


Figure 6.19 Calibration des résultats de cisaillement direct non saturé sous contrainte verticale de 300 *kPa* en utilisant le modèle de Cam-Clay modifiée ($\kappa/\lambda = 0.5$, $OCR = 1.6$) pour billes de verre de 1.25mm – 1.40mm

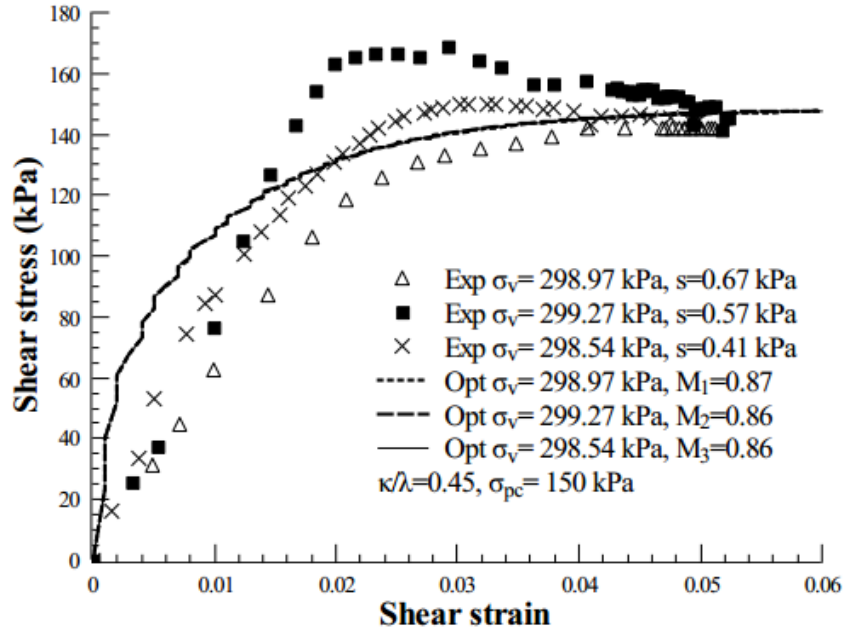


Figure 6.20 Calibration des résultats de cisaillement direct non saturé sous contrainte verticale de 300 kPa en utilisant le modèle de Cam-Clay modifiée ($\kappa/\lambda = 0.45$, $OCR = 3.0$) pour billes de verre de 1.25mm – 1.40mm

Pour les billes de verre fines d'un diamètre de 0.25mm – 0.30mm, une approche similaire à celle décrite ci-dessus a été utilisée pour calibrer les résultats avec différents κ/λ . Bien que les valeurs de κ/λ étaient similaires aux résultats calibrés de 1.25mm – 1.40mm, pour ce matériau, κ a été maintenu constant et λ varié. Les Figures 6.21 à 6.23 montrent la comparaison des résultats calibrés et des résultats expérimentaux obtenus pour des échantillons soumis à une contrainte verticale visée de 50 kPa et à des succions différentes. Comme on peut le voir, des observations similaires à celles des billes de verre grossières ont été trouvées. La variation de OCR et de κ/λ a joué un rôle important dans la modification des paramètres de rigidité. Avec une faible OCR , aucun ramollissement de la déformation n'a été observé, ce qui est cohérent avec les résultats de Yin et Chang [2009] mais au-delà d'une certaine OCR , ce phénomène est activé. Malgré le fait que les valeurs choisies de κ/λ ont permis d'obtenir un ajustement cohérent, ces valeurs sont essentiellement plus élevées que ce à quoi on s'attend. Ceci peut éventuellement montrer la limitation du modèle de Cam-Clay modifiée dans PLAXIS dans la modélisation du comportement des matériaux granulaires. De plus, les résultats peuvent

suggérer que si des résultats plus significatifs sont requis, le comportement volumétrique du sol granulaire doit également être pris en compte dans le processus de calibration. Des observations similaires concernant le comportement à l'état critique des billes de verre ont été faites pour des billes de verre sous 300 *kPa* de contrainte verticale, comme dans les Figures 6.24 à 6.26.

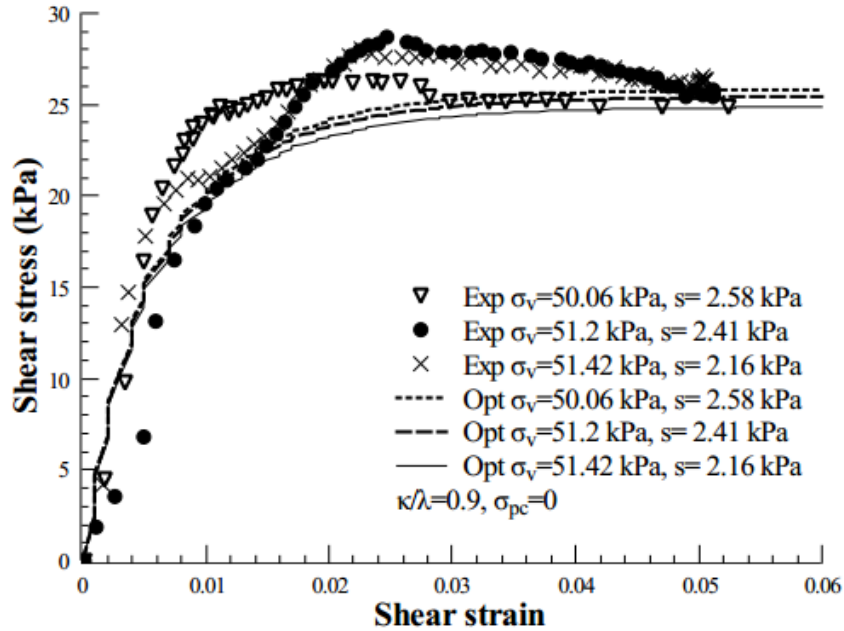


Figure 6.21 Calibration des résultats de cisaillement direct non saturé sous contrainte verticale de 50 *kPa* en utilisant le modèle de Cam-Clay modifiée ($\kappa/\lambda = 0.9$, $OCR = 1.0$) pour billes de verre de 0.25mm – 0.30mm

Les résultats de la Figure 6.27 montrent également que la variation de M par la succion permet de prédire suffisamment la résistance au cisaillement non saturé des billes de verre à l'état critique. Le caractère unique de la ligne d'état critique peut donc être prouvé comme expliqué précédemment. Les résultats de la validation numérique suggèrent que les logiciels d'éléments finis tels que PLAXIS peuvent encore offrir une simulation pertinente des sols granulaires non saturés comme les billes de verre, particulièrement dans l'état critique ou lorsque les matériaux subissent une forte déformation. Cela pourrait être important d'un point de vue numérique et pratique puisque d'autres méthodes numériques telles que les MED peuvent être facilement comparées aux résultats des MEF sans qu'il soit nécessaire d'effectuer des essais coûteux et

longs dans les laboratoires. Toutefois, une telle comparaison n'est possible que si les modèles de comportement actuels des logiciels commerciaux, qu'il s'agisse des modèles intégrés ou définis par l'utilisateur, sont modifiés pour tenir compte de la dépendance de la rigidité à la succion et à la contrainte ainsi que la dépendance de la résistance à la rupture par la succion.

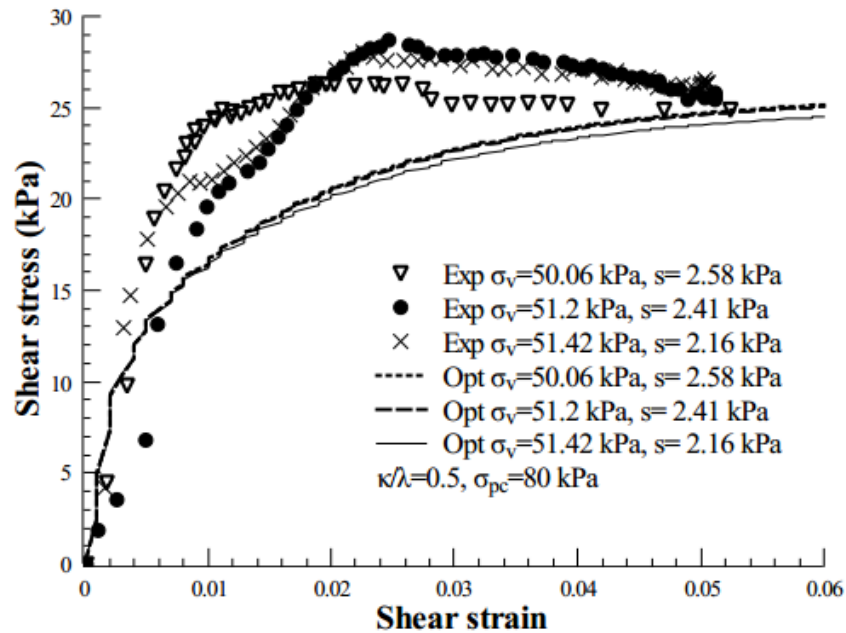


Figure 6.22 Calibration des résultats de cisaillement direct non saturé sous contrainte verticale de 50 kPa en utilisant le modèle de Cam-Clay modifiée ($\kappa/\lambda = 0.5$, $OCR = 1.6$) pour billes de verre de 0.25mm – 0.30mm

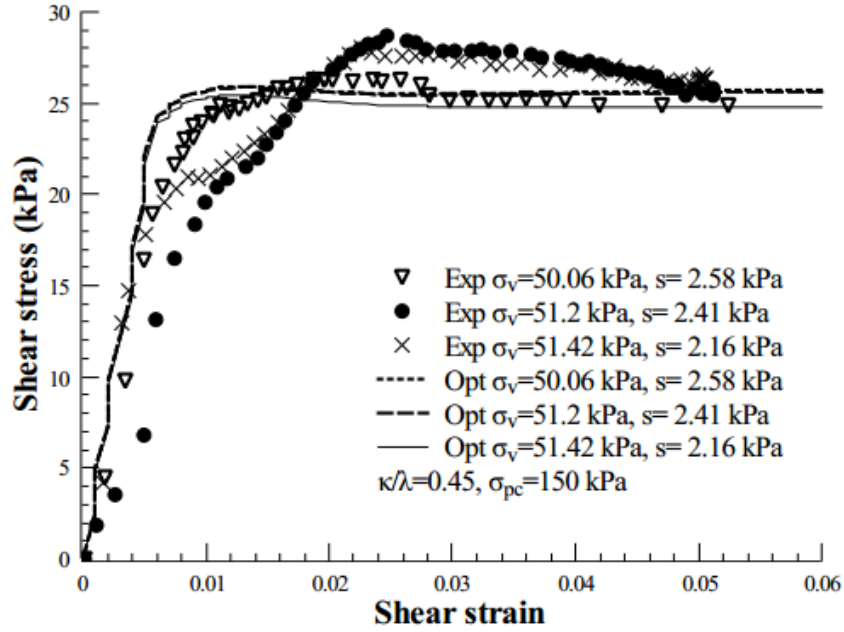


Figure 6.23 Calibration des résultats de cisaillement direct non saturé sous contrainte verticale de 50 *kPa* en utilisant le modèle de Cam-Clay modifiée ($\kappa/\lambda = 0.45$, $OCR = 3.0$) pour billes de verre de 0.25mm – 0.30mm

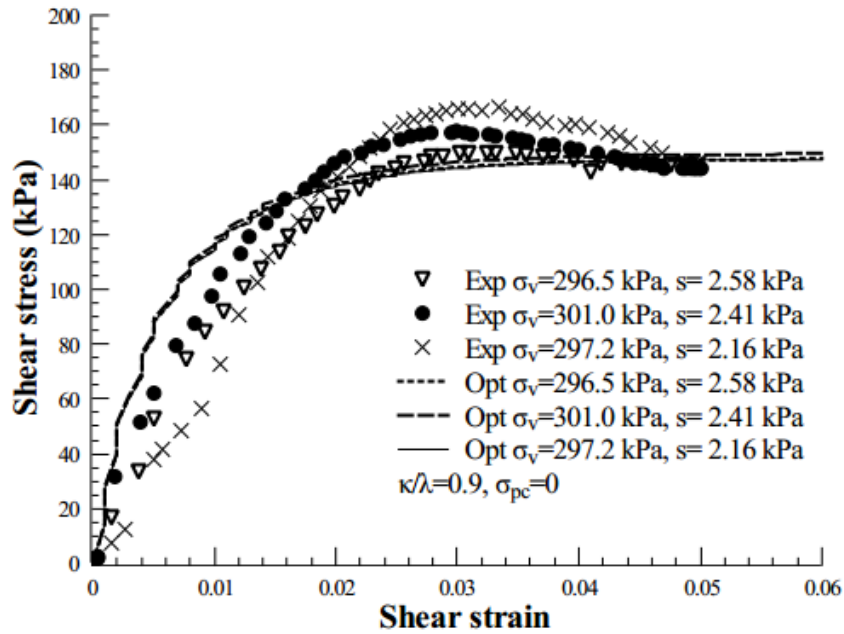


Figure 6.24 Calibration des résultats de cisaillement direct non saturé sous contrainte verticale de 300 *kPa* en utilisant le modèle de Cam-Clay modifiée ($\kappa/\lambda = 0.9$, $OCR = 1.0$) pour billes de verre de 0.25mm – 0.30mm

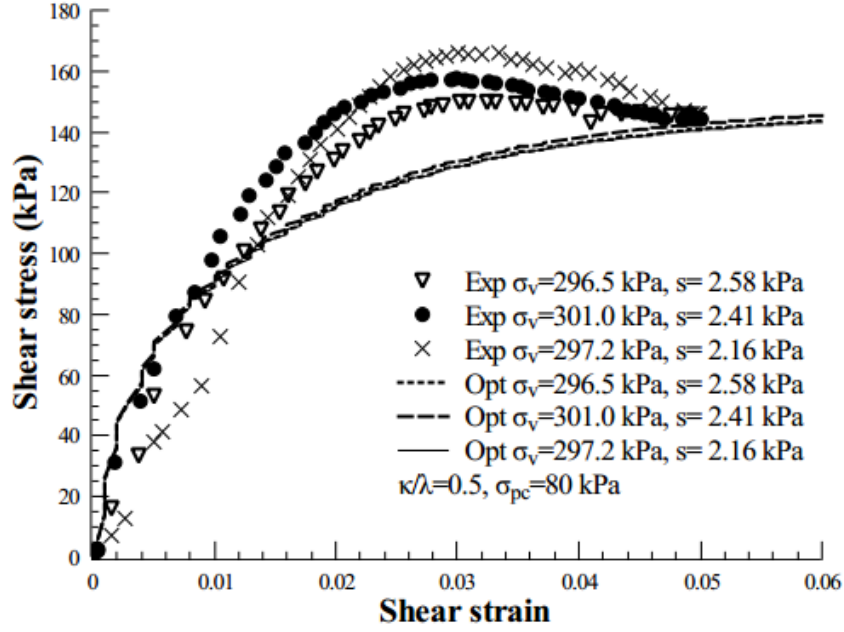


Figure 6.25 Calibration des résultats de cisaillement direct non saturé sous contrainte verticale de 300 kPa en utilisant le modèle de Cam-Clay modifiée ($\kappa/\lambda = 0.5$, $OCR = 1.6$) pour billes de verre de 0.25mm – 0.30mm

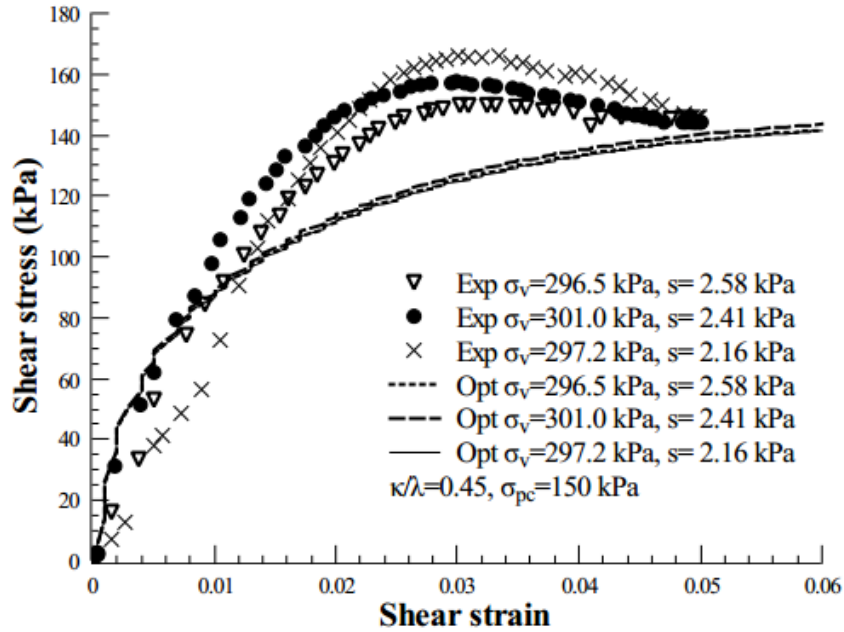


Figure 6.26 Calibration des résultats de cisaillement direct non saturé sous contrainte verticale de 300 kPa en utilisant le modèle de Cam-Clay modifiée ($\kappa/\lambda = 0.45$, $OCR = 3.0$) pour billes de verre de 0.25mm – 0.30mm

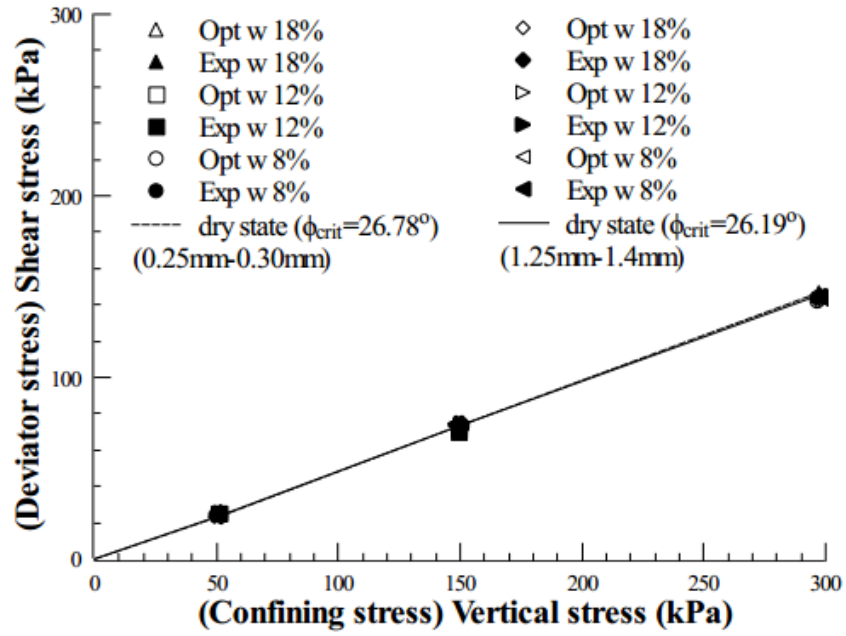


Figure 6.27 La variation des résultats expérimentaux et optimisés avec la ligne d'état critique pour les billes de verre de 1.25mm – 1.40mm et 0.25mm – 0.30mm

CHAPITRE 7

7 Conclusions et recommandations

Ce chapitre présente les résultats les plus importants en tant que conclusions correspondantes des études expérimentales et numériques. Après les conclusions, des recommandations pour les travaux futurs sont présentées.

7.1. Conclusions

Des essais de cisaillement direct ont été effectués sur les billes de verres non saturés à teneur en eau contrôlée afin d'évaluer indirectement l'effet de la succion matricielle sur la rigidité et les caractéristiques de cisaillement. De plus, une série d'essais de rétention hydraulique sous contrainte verticale nette zéro a été effectuée pour bien comprendre l'état de l'eau à l'intérieur des billes de verre testées. Les principales conclusions tirées de cette recherche sont les suivantes :

- En considérant les CRE, il a été observé que les billes de verre plus fines avaient une capacité de rétention supérieure à celle des billes de verre plus larges. En général, les billes de verre avaient une gamme limitée de rétention d'eau tandis que les billes de verre grossier avaient une capacité de retenue supérieure à celle des billes de verre plus fines (billes de verre de taille uniforme avec un diamètre de 1.25 mm-1.40 mm contre 0.25 mm-0.30 mm. Cela confirme les résultats de la littérature où les caractéristiques de rétention d'eau dépendent de la distribution granulométrique.
- Sur la base de tests de rétention hydraulique, il a été révélé que le modèle de Fredlund et al. (FX) et le modèle de Van Genuchten (VG) puissent prédire suffisamment les CRE mais la précision du modèle FX était légèrement supérieure à celle du modèle VG en raison d'une meilleure incorporation du paramètre d'état résiduel dans leur formulation mathématique.
- Il a également été observé que la courbe de contrainte de succion caractéristique prédite (CCSC) basée sur le modèle FX avait montré une contrainte de succion inférieure par rapport

au CCSC basé sur le modèle VG. Cela est probablement dû à la formulation mathématique de ces modèles. Des études ont montré que la dépendance du rapport de vide de CRE doit être prise en compte dans le calcul du CCSC afin d'améliorer la capacité du cadre de contrainte de succion à prédire la contrainte effective des matériaux granulaires non saturés.

- Les CCSC qui sont prédits avec le modèle FX sont plus précis lorsque les CCSC prédits ont été comparés avec les CCSC obtenus expérimentalement. Le modèle VG surestime la contrainte de succion et, par conséquent, une contrainte effective plus élevée à la succion matricielle près de la valeur d'entrée d'air, en particulier pour les billes de verre de plus grand diamètre. Les résultats ont prouvé que le cadre de contrainte de succion caractéristique peut être une approche valable pour définir la contrainte effective à l'état non saturé et, par conséquent, la résistance au cisaillement non saturé. Par conséquent, la résistance au cisaillement des matériaux granulaires non saturés dont le changement de volume induit par la succion est négligeable, comme les sols granulaires, peut être évaluée au moyen d'un cadre de contrainte de succion sans avoir besoin d'équipement de laboratoire avancé. La précision de la courbe de contrainte de succion augmente lorsque l'angle de frottement à l'état critique dépend de la succion.
- Les résultats de la résistance au cisaillement non saturé ont également prouvé que les essais de cisaillement conventionnels pouvaient être suffisamment utilisés pour évaluer la résistance au cisaillement des matériaux granulaires non saturés, en particulier à l'état hydraulique résiduel et transitoire, si une courbe de rétention d'eau précise est disponible. De plus, l'erreur induite acceptable due à la perte de la teneur en eau pendant l'essai est un paramètre clé pour considérer la validité de cette méthode d'essai.
- En se référant à la contrainte effective généralisée de Bishop, pour les matériaux granulaires où l'état hydraulique résiduel se produit à faible succion matricielle, cette méthode prédit une valeur acceptable de contrainte effective et, par conséquent, la résistance au cisaillement non saturée. Cela est particulièrement important lorsqu'on utilise des logiciels géotechniques commerciaux qui utilisent la formulation de la contrainte effective de Bishop pour calculer les contraintes dans la modélisation numérique.

- Sur la base des résultats de cisaillement direct non saturé, il a été observé que les angles de frottement de pic et critique dépendent de la variation de la succion et de la quantité d'eau dans les pores. Pour les matériaux testés, les angles de frottement diminuent puis augmentent en fonction de l'augmentation de la succion matricielle. La lubrification des particules, l'effort de compactage et les performances des essais ont été les principales raisons de ce comportement. De plus, la variation de l'angle de frottement de pic avec le degré de saturation était plus élevée que la variation de l'angle de frottement critique avec le degré de saturation, ce qui suggère qu'il faut tenir compte de la dépendance à la succion de l'angle de frottement de pic dans les dérivations de la surface de rupture.
- L'angle de dilatance dépend également de la contrainte de succion. Bien qu'aucun schéma précis n'ait été observé pour les changements d'angle de dilatance avec la succion ou le degré de saturation pour les billes de verre d'essai, il a été constaté que ce comportement est fortement lié à l'angle de frottement de l'état de pic dépendant de la succion.
- Malgré les limites présumées de l'essai de cisaillement direct, les essais sur billes de verre sec, non saturé et saturé suggèrent que l'essai de cisaillement direct peut encore être utilisé pour évaluer le module de cisaillement sécant d'un matériau granulaire au-delà du niveau de déformation finie de 1.0 %. Le module de cisaillement à des niveaux de déformation très faibles et très élevés ne peut pas être évalué par un essai de cisaillement direct, car la configuration des particules n'atteint pas un état stable. Cette conclusion doit faire l'objet d'une enquête plus approfondie.
- On a également observé que le module de cisaillement sécant à l'état non saturé au niveau de déformation finie augmente à mesure que la succion matricielle et le confinement mécanique augmentent. L'effet de l'état de rétention hydraulique du matériau sur les paramètres de rigidité est moins prononcé que l'effet de la charge mécanique. De plus, une interdépendance significative a été observée entre les états mécanique et hydraulique sur les paramètres de rigidité.
- Le processus de calibration et d'optimisation des résultats expérimentaux a montré que les résultats de l'essai de cisaillement direct sont comparables aux résultats de l'essai de cisaillement simple direct. Cela pourrait être intéressant puisqu'il montre que le confinement

au repos de l'essai de cisaillement direct et l'utilisation appropriée de la contrainte de cisaillement peuvent produire les mêmes résultats que dans l'essai de cisaillement simple direct. Évidemment, cette observation doit être vérifiée indépendamment de l'état de saturation.

- Le processus d'optimisation suggère également que le modèle de Mohr-Coulomb dans PLAXIS ne peut pas être utilisé pour prédire les paramètres de rigidité des matériaux granulaires non saturés, en particulier à confinement faible. Cependant, si la cohésion apparente est mise en œuvre dans la modélisation, la réponse de l'état critique du sol granulaire peut être suffisamment prévisible. Il a ensuite été révélé que dans la modélisation numérique, en plus de la cohésion apparente, une description adéquate de l'angle de frottement et des changements d'angle de dilatance avec succion sont tout aussi importants.
- Une réponse similaire concernant l'état critique des matériaux granulaires non saturés a été observée en utilisant le modèle de «Hardening Soil» de PLAXIS. Cependant, il a été constaté que la dépendance de la succion et de la contrainte des paramètres de rigidité peut être mieux décrite à l'aide de ce modèle. Dans ce cas, les paramètres possibles d'être affectés par la succion matricielle sont les paramètres d'ajustement du modèle, m et R_f .
- Dans le cas du modèle Cam-Clay modifié et en l'absence de résultats expérimentaux de changement de volume, le taux de surconsolidation (OCR) et la pression de pré-consolidation sont les paramètres clés pour prédire l'état critique. Il a également été constaté que le paramètre M doit être modifié par succion si une mesure plus précise des caractéristiques de résistance au cisaillement est nécessaire.

7.2. Recommandations

1- Il est recommandé d'effectuer un essai de cisaillement direct contrôlé par succion pour vérifier les résultats de cette étude, en particulier aux succions matricielles inférieures à la valeur d'entrée d'air ou aux degrés de saturation élevés.

2- Il serait intéressant d'effectuer un essai de cisaillement simple direct en condition non saturée en utilisant l'approche similaire à celle proposée dans cette étude pour valider les résultats des essais de cisaillement direct.

3- Effectuer les essais de changement volumétrique tels que l'essai œdométrique et l'essai de compression isotrope sur des billes de verre peut aider à mieux évaluer la dépendance à la contrainte des paramètres de rigidité.

4- La modification des modèles actuels de matériaux tels que le modèle de «Hardening Soil» pour tenir compte de la dépendance à la succion de la rigidité et des paramètres de résistance au cisaillement est également recommandée pour les études futures.

7.3. Publications

À partir des résultats de cette étude, deux articles de conférence sont publiés et un article d'évaluation par les pairs est soumis dans une journal géotechnique renommé de « Engineering Geology ». La liste de la publication est la suivante :

1. Maleksaedi, E., Sarlati, S., Nuth, M., and Chekired, M., 2017, “Experimental Study of Suction Stress Characteristic Framework for Granular Materials Using Conventional Direct Shear Test”, Second Pan-American Conference on Unsaturated Soils, V. GSP 301, PP 289-298, Dallas, TX
2. Sarlati, S., Maleksaedi, E., Nuth, M., and Chekired, M., 2018, “Stiffness and Shear Strength Characteristics of Unsaturated Glass-Beads: Experimental Observations”, GeoEdmonton 2018
3. Sarlati, S., Maleksaedi, E., Nuth, M., and Chekired, M., “Experimental evaluation of stress-state frameworks in predicting the unsaturated shear strength of uniformly sized glass beads”, Engineering Geology (submitted article)

Reference

- Alonso, E. E., pereira, J. M., Vaunat, J., & Olivella, S. (2010). A Microstructurally Based Effective Stress for Unsaturated soils. *Geotechnique*, 60(12), 913-925.
- Alonso, E., Gens, A., & Josa, A. (1990). a constitutive model for partially saturated soils. *Geotechnique*, 40(3), 405-430.
- Amirpour Haredasht, S., Karray, M., & Hussein, M. N. (2015). Analyzing the Macro and Micro-Scale Response of an Idealised Granular Material in Direct Shear Test using 3D-DEM Simulations. *GeoQuébec 2015*. Québec.
- Arvelo, J. (2005). *Adapting The Modified Cam Clay Constitutive Model To The Computational Analysis Of Dense Granular Soils*. Master's thesis, University of Central Florida.
- ASTM-D3080/D3080M. (2014). *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*. ASTM.
- Atkinson, J. (2007). *The Mechanics of Soils and Foundations* . CRC press.
- Beal, N. S. (2013). What is the total Suction of Soil at Oven Dry? *Australian Geomechanics*, 48(1), 157-168.
- Bharadwaj, R. (2012). Using DEM to Solve Bulk Material Handling Problems. *Chemical Engineering Progress*.
- Biglari, M., d'Onofrio, A., Mancuso, C., Jafari, M., Shafiee, A., & Ashayeri, I. (2012). Small-Strain Stiffness of Zenoz Kaolin in Unsaturated Conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(3), 311-322.
- Bishop, A. W. (1959). The principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad*, (pp. 859-863).
- Bowden, F. P., & Tabor, D. (1986). *The Friction and Lubrication of Solids*. Oxford: Clarendon Press.
- Brooks, R. H., & Corey, A. T. (1964). *Hydraulic Properties of Porous Media, Hydrology Paper*. Colorado State University, Fort Collins.
- Castellanos, B., & Brandon, T. L. (2013). A Comparison Between the Shear Strength Measured with Direct Shear and Triaxial Devices on Undisturbed and Remolded Soils . *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, (pp. 317-320). Paris.
- Charles, W. N., & Menzies, B. (2007). *Advanced Unsaturated Soil Mechanics and Engineering*. Tylor and Francis.

- Chekired , M., & Roubtsova, V. (2013). Virtual reality 3D simulation of Fluid-particle interaction. *5th international conference on computational methods for coupled problems in science and engineering*. Barcelona,Spain.
- Chen, P., Wei, C., Liu, J., & Ma, T. (2013). Strength Theory Model of Unsaturated Soils with Suction Stress Concept. *Journal of Applied Mathematics*, 756854.
- Cornforth, D. (1964). Some Experiments on the Influence of Strain Conditions on the Strength of Sand. *Geotechnique*, 14, 143-167.
- Cui, Y., & Delage, P. (1996). Yielding and Plastic Behavior of an Unsaturated Compacted Silt. *Geotechnique*, 46, 291-311.
- Dong, Y., Lu, N., & McCartney, J. (2016). Unified Model for Small-Strain Shear Modulus of Variably Saturated Soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(9), 04016039.
- Duncan, J., & Chan, C. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division,ASCE*.
- Elhakim, A. F. (2005). *Evaluation of Shallow Foundation Displacements Using Soil Small-Strain Stiffness*. Atlanta,Georgia: Ph.D Thesis at Georgia Institute of Technology.
- Escario, V., & Saez, J. (1986). The shear strength of partly saturated soils. *Geotechnique*, 36(3), 453-456.
- FLAC manuals. (2005). *Fast lagrangian analysis of continua*. Minneapolis: Itasca Consulting Group Inc.
- Fredlund, D. G., & Morgenstern, N. R. (1976). Stress state variables for unsaturated soils. *journal of geotechnical engineering division, Amercian society of civil engineers*.
- Fredlund, D. G., & Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian geotechnical journal*, 521-532.
- Fredlund, D. G., Rahardjo, H., & Fredlund, M. D. (2012). *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*. New jersey: John wiley & sons.
- Fuentes, W., & Triantafylidis, T. (2013). On the effective stress for unsaturated soils with residual water. *Géotechnique*, 63(16), 1451-1455.
- Gallipoli, D., Wheeler, S., & Karstunen, M. (2003). Modelling the variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soils. *Geotechnique*, 53(1), 105-112.
- Gray, W. G., & Schrefler, B. A. (2001). thermodynamic approach to effective stress in partially saturated porous media. *European journal of mechanics-A/solids*, 20(4), 521-538.
- Gu, X., Yang, J., & Huang, M. (2013). Laboratory Measurements of Small Strain Properties of Dry Sands by Bender Element. *Soils and Foundations*, 53(5), 735-745.

- Hardin, B. (1978). The Nature of Stress-Strain Behavior for Soils. *In Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, (pp. 3-89).
- Hardin, B., & Black, W. (1968). Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 94(SM2), 353-369.
- Hardin, B., & Richart, F. (1963). Elastic Wave Velocities in Granular Soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Divisions, ASCE*, 89(SM1), 3365.
- Hardin, B., & Richart, F. (1969). Closure to Vibration Modulus of Normally Consolidated Clays. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 95(SM6), 1531-1537.
- Heshmati, A., & Motahari, M. (2015). Modelling the Dependency of Suction Stress Characteristic Curve on Void Ratio in Unsaturated Soils. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 19(1), 91-97.
- Hossain, M. A., & Yin, J. H. (2010). Shear Strength and Dilative Characteristics of an Unsaturated Compacted Completely Decomposed Granite Soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 47, 1112-1126.
- Houlsby, G. (1991). *How the Dilatancy of Soils Affect Their Behavior* . Report No. OUEL-1888/91. University Engineering Laboratory, Oxford, UK.
- Houlsby, G. T. (1996). *the work input to an unsaturated granular material*. Oxford: University of Oxford.
- Jaafar, R., & Likos, W. J. (2011). Estimating Water Retention Characteristics of Sands from Grain Size Distribution using Idealized Packing Conditions. *Geotechnical Testing Journal*, 34(5), 1-14.
- Janbu, N. (1963). Soil Compressibility as Determined by oedometer and Triaxial Tests. *Proceedings of European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (pp. 19-25). Wiesbaden.
- Jennings, J. B., & Burland, J. B. (1962). Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. *Géotechnique*, 12(2), 125-144.
- Jiang, H., & Xie, Y. (2011). A Note on the Mohr–Coulomb and Drucker–Prager Strength Criteria. *Mechanics Research Communications*, 38, 309-314.
- Johari, A., Habibagahi, G., & Ghahramani, A. (2006). Prediction of Soil–Water Characteristic Curve using Genetic Programming. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(5), 661-665.
- Kang, X., Cheng, Y., & Ge, L. (2015). Radial Strain Behaviors and Stress State Interpretation of Soil under Direct Simple Shear. *Journal of Testing and Evaluation*, 43(6), 1-8.

- Karray, M., Ben Romdhan, M., & Hussien, M. (2015). Measuring Shear Wave Velocity of Granular Material using the Piezoelectric Ring-Actuator Technique (P-RAT). *Canadian Geotechnical Journal*, 52(9), 1302-1317.
- Khalili, N., & Khabbaz, M. H. (1998). A Unique Relationship for X for the Determination of Shear Strength of Unsaturated Soils. *Geotechnique*, 48(5), 681- 688.
- Khalili, N., Geiser, F., & Blight, B. E. (2004). effective stress in unsaturated soils: review of new evidence. *international journal of geomechanics*, 115-126.
- Khosravani, A., & McCartney, J. (2011). Resonant Column Test for Unsaturated Soils with Suction–Saturation Control. *Geotechnical Testing Journal*, 36(6), 1-10.
- Khosravi, A., & McCartney, J. (2009). Impact of Stress State on the Dynamic Shear Moduli of Unsaturated, Compacted Soil. *4th Asia-Pacific Conference on Unsaturated Soils*, (pp. 1-6).
- Kirby, J. (1998). Estimating Critical State Soil Mechanics Parameters from Shear Box Tests. *European Journal of Soil Science*, 49, 503-512.
- Kohgo, Y., Nakano, M., & Miyazaki, T. (1993). Theoretical aspects of constitutive modelling for unsaturated soils. *Soils and Foundations*, 33(4), 49-63.
- Konrad, J. M., & Lebeau, M. (2015). A Capillary-Based Effective Stress Formulation for Predicting the Shear Strength of Unsaturated Soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 52, 2067-2076.
- Kumar, J., & Madhusudhan, B. (2010). Effect of Relative Density and Confining Pressure on Poisson Ratio from Bender–Extender Element tests. *Geotechnique*, 60(7), 561-567.
- L.T. Zhan, T., & Ng, C. (2004). Analytical Analysis of Rainfall Infiltration Mechanism in Unsaturated Soils. *International Journal of Geomechanics*, 4, 273-284.
- Laloui, L., & Nuth, M. (2009). On the use of the generalised effective stress in the constitutive modelling of unsaturated soils. *computers and geotechnics*, 36(1-2), 20-23.
- Lee, J. Y., & Ahn, S. Y. (2011). Interactive Visualization of Elasto-Plastic Behavior through Stress Paths and yield Surfaces in Finite Element Analysis. *Finite Elements in Analysis and Design*, 47, 496-510.
- Lee, J., & Santamarina, J. (2005). Bender Elements: Performance and Signal Interpretation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(9), 1063-1070.
- Lee, T., & Ro, H. (2014). Estimating Soil Water Retention Function from its Particle-Size Distribution. *Geosciences Journal*, 18(2), 219-230.
- Likos, W., & Jaafar, R. (2013). Pore-Scale Model for Water Retention and Fluid Partitioning of Partially Saturated Granular Soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, 139(5), 724-737.

- Lin, H., Wang, C., & Kung, J. (2016). Matric Suction and Shear Modulus of Unsaturated Compacted Lateritic Soil Subjected to Drying and Wetting. *Geotechnical Hazards from Large Earthquakes and Heavy Rainfalls*, (pp. 599-608). Tokyo.
- Lu, N. (2008). Is matric suction a stress variable? *journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 134(7), 899-905.
- Lu, N., & Kaya, M. (2013). A Drying Cake Method for Measuring Suction-Stress Characteristic Curve, Soil-Water-Retention Curve, and Hydraulic Conductivity Function. *Geotechnical Testing Journal*, 36(1), 1-19.
- Lu, N., & Kaya, M. (2014). Power Law for Elastic Moduli of Unsaturated Soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 46-56.
- Lu, N., & Likos, W. (2013). Origin of Cohesion and Its Dependence on Saturation for Granular Media. *Poromechanics, ASCE*, (pp. 1669-1675).
- Lu, N., & Likos, W. J. (2004). *Unsaturated Soil Mechanics*. NJ: Wiley,.
- Lu, N., Godt, J. W., & Wu, D. T. (2010). A closed-form equation for effective stress in unsaturated soil. *Water Resources research*, 46.
- Lu, N., Kaya, M., & Godt, J. (2014). Interrelations among the soil-water retention, hydraulic conductivity, and suction stress characteristic curves. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 140(5), 04014007.
- Lu, N., & Likos, W. J. (2006). Suction stress characteristic curve for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*.
- Maleksaeedi, E., Nuth, M., & Chekired, M. (2016). A Modified Oedometer Apparatus for Experimentally Obtaining the Soil-Water Retention Curve. *GeoVancouver*. Vancouver: Springer.
- Maleksaeedi, E., Nuth, M., Sarlati, S., & Chekired, M. (2017). Experimental Study of Suction Stress Characteristic Framework for Granular Materials Using Conventional Direct Shear Test. *PanAm-Unsat 2017*. Dallas, TX.
- Mancuso, C., Vassallo, R., & d'Onfrio, A. (2002). Small Strain Behavior of a Silty Sand in Controlled-Suction Resonant Column-Torsional Shear Tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(1), 22-31.
- Marinho, F., Chandler, R., & Crilly, M. (1995). Stiffness Measurements on an Unsaturated High Plasticity Clay using Bender-Elements. *Proc. 1st Int. Conf. Unsat. Soils*, (pp. 535-539). Balkema, Rotterdam, Netherlands,.
- Milatz, M. (2013). On the Control of Low Negative Water Pressures in Laboratory Tests on Unsaturated Sand. *The 5th International Young Geotechnical Engineers*, (pp. 55-58).

- Muir Wood, D. (1990). *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. Cambridge: Cambridge university press.
- Murray, E., & Sivakumar, V. (2010). *Unsaturated Soil; A Fundamental Interpretation of Soil Behavior*. Dehli: Wiley-Blackwell.
- Ng, C., & Menzies, B. (2007). *Advanced Unsaturated Soil Mechanics and Engineering*. London: Tylor and Francis.
- Ng, C., Xu, J., & Yung, S. (2009). Effects of Imbibition-Drainage and Stress-Ratio on Anisotropic Stiffness of an Unsaturated Soil at Very Small Strains. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(9), 1062-1076.
- Ngoc, T.P.; Li, D.; Fatahi, B.; Khabbaz, H.; (2017). A Review on the Influence of Degree of Saturation on Small Strain Shear Modulus of Unsaturated Soils. *Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, (pp. 1225-1228). Seoul, South Korea.
- Nuth, M., & Laloui, L. (2008). Advances in modelling hysteretic water retention curve in deformable soils. *Computers and Geotechnics*, 835-844.
- Nuth, M., & Laloui, L. (2008). Effective stress concept in unsaturated soils: Clarification and verification of a unified frameworkd. *international journal of numerical analysis and methods of geomechanics*, 771-801.
- Oberg, A. L., & Sallfors, G. (1997). Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water retention curve. *Geotechnical Testing Journal*, 20(1), 40-48.
- Oh, S., Lu, N., Kim, T. Y., & Lee, Y. H. (2013). Experimental Validation of Suction Stress Characteristic Curve From Non- failure Triaxial K0 Consolidation Tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(9), 1490-1503.
- Oh, W., & Vanapalli, S. (2014). Semi-empirical Model for Estimating the Small-Strain Shear Modulus of Unsaturated Non-Plastic Sandy Soils. *Geotechnical and Geological Engineering Journal*, 32(2), 259-271.
- Ohta, Y., & Goto, N. (1976). Estimation of S-Wave Velocity in Terms of Characteristic Indices of Soil. *Butsuri-Tanko*, 29(4), 34-41.
- Oloo, S., & Fredlund, D. (1998). The Application of Unsaturated Soil Mechanics Theory to the Design of Pavements. *Fifth International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields*. Tapir Academic, Trondheim, Norway.
- Omuto, C. T., & Gumbe, L. O. (2009). Estimating Water Infiltration and Retention Characteristics Using a Computer Program in R. *Computers and Geosciences*, 35, 579-585.

- Or, D., & Tuller, M. (1999). Liquid Retention and Interfacial Area in Variably Saturated Porous Media: Upscaling from Single-Pore to Sample-Scale Model. *Water Resouce Research*, 35, 3591-3605.
- Or, D., & Tuller, M. (2002). Cavitation During Desaturation of Porous Media under Tension. *Water Resouce Research*, 38(5), 19-1-19-14.
- Pasha, A. Y., Khoshghalb, A., & Khalili, N. (2017). Hysteretic Model for the Evolution of Water Retention Curve with Void Ratio. *Journal of Engineering Mechanics*, 143(7), 04017030:1-16.
- Pereira, J. M., Coussy, O., Alonso, E. E., Vaunat, J., & Olivella, S. (2010). Is the degree of saturation a good candidate for Bishop's X parameter? *Unsaturated soils-Proc. Fifth Int. Conf. on Unsaturated Soils* (pp. 913-919). Barcelona, Spain: CRC Press.
- Pereira, J., & Alonso, E. (2009). Insights into the links between microstructure and Bishop's X parameter for unsaturated soils. In *Unsaturated soils – theoretical and numerical advances in unsaturated soil mechanics* (eds O. Buzzi, S. Fityus and D. Sheng) (pp. 686-690). Boca Raton, Florida: CRC.
- Potts, D., Dounias, G., & Vaughan, P. (1987). Finite Element Analysis of the Direct Shear Box Test. *Geotechnique*, 37(1), 11-23.
- Ridley, A. (1995). Strength-Suction-Moisture Content Relationships for Kaolin under Normal Atmospheric Conditions. *Proceedings of First International Conference in Unsaturated Soil*, (pp. 645-651). Balkema, Rotterdam, Netherland.
- Rix, G., & Stokoe, K. (1991). Correlation of Initial Tangent Modulus and Cone Resistance. In *International Symposium on Calibration Chamber Testing*, (pp. 719-733). New York .
- Roscoe, K., & Burland, J. (1968). *On the Generalized Stress-Strain Behavior of Wet Clay*. Cambridge: Engineering Plasticity.
- Roubtsova, V., Chekired, M., Ethier, Y., & Avendano, F. (2012). SIMSOLS: a 3D virtual laboratory for geotechnical applications. *6th international conference on scour and erosion*. Paris, France.
- Roubtsova, V., Chekired, M., Morin, B., & Karray, M. (2011). 3D virtual laboratory for geotechnical applications: another perspective. *4th international conference on computational methods for coupled problems in science and engineering*. Kos island, Greece.
- Sawangsurriya, A., Edil, T. B., & Bosscher, P. J. (2009). Modulus-Suction-Moisture Relationship for Compacted Soils in Postcompaction State. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(10), 1390-1403.
- Schanz, T., Vermeer, P., & Bonier, P. (1999). Formulation and Verification of the Hardening Soil Model. In *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*,. Balkema, Rotterdam.

- Schrefler, B. A. (1984). *The finite element method in soil consolidation (with applications to surface subsidence)*. University College of Swansea. PhD. Thesis.
- Sillers, W. (1997). *Mathematical Representation of the Soil Water Characteristic Curve*. Saskatoon, SK, Canada: M.Sc. Thesis, University of Saskatchewan.
- Skempton, A. (1949). Alexandre Collin: a Note on His Pioneer Work in Soil Mechanics. *Geotechnique*, 1(4), 216-221.
- Stark, N., Hay, A. E., Cheel, R., & Lake, C. B. (2014). The Impact of Particle Shape on the Angle of Internal Friction and the Implications for Sediment Dynamics at a Steep, Mixed Sand–Gravel Beach. *Earth Surface Dynamics*, 2, 469-480.
- Tan, F., Zhou, W., & Yuen, k. (2016). Modeling the Soil Water Retention Properties of same-textured Soils with Different Initial Void Ratios. *Journal of hydrology*, 542, 731-743.
- Tarantino, A. (2009). A water retention model for deformable soils. *geotechnique*, 69, 751-762.
- Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. New York: John Wiley and Sons.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. New York: John Wiley and Sons, Inc.
- Tombolato, S., & Tarantino, A. (2005). Coupling of hydraulic and mechanical behavior in unsaturated compacted clay. *Géotechnique*, 55(4), 307-307.
- Too, V., Omuto, C., Biamah, E., & Obiero, J. (2014). Review of Soil Water Retention Characteristic Models between Saturation and Oven Dryness. *Open Journal of Modern Hydrology*, 4, 173-182.
- Van Genuchten, M. T. (1980). A Closed-Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44, 892-898.
- Vanapalli, S. K., & Lane, J. J. (2002). A Simple Technique for Determining the Shear Strength of Fine-Grained Unsaturated Soils using the Conventional Direct Shear Apparatus. *Second Canadian Specialty Conference on Computer Applications in Geotechnique*, (pp. 245-253). Winnipeg.
- Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., Pufahl, D. E., & Clifton, A. W. (1996). Model for prediction of shear strength with respect to soil suction. *Canadian Geotechnical Journal*, 33, 379-392.
- Vassallo, R., Mansuco, C., & Vinale, F. (2007). Modelling the Influence of Stress Strain History on the Initial Shear Stiffness of an Unsaturated Compacted Silt. *Canadian Geotechnical Journal*, 44, 463-472.
- Vlahinic, I., Jennings, H. M., Andrade, J., & Thomas, J. J. (2011). A novel and general form of effective stress in a partially saturated porous material: The influence of microstructure. *Mechanics of Materials*, 43(1), 25-35.

- Von Soos, P. (1980). *Properties of Soil and Rock*. Grundbautaschenbuch, Part 4 (4th ed.), Ernst and Sohn, Berlin.
- Wheeler, S. j., & Sivakumar, V. (1995). an elasto-plastic critical state framework for unsaturated soils. *Geotechnique*, 45(1), 35-53.
- Wu, S., Gray, D., & Richart, J. (1984). Capillary Effects on Dynamic Modulus of Sands and Silts. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110(9), 1188-1203.
- Yang, J., & Gu, X. (2013). Shear Stiffness of Granular Material at Small Strains: Does it Depend on Grain Size? *Geotechnique*, 63(2), 165-179.
- Yin, Z., & Chang, C. (2009). Microstructural Modelling of Stress-Dependent Behaviour of Clay. *International Journal of Solids and Structures*, 46(6), 1373-1388.
- Youn, J., Choo, Y., & Kim, D. (2008). Measurement of Small-Strain Shear Modulus G_{max} of Dry and Saturated Sands by Bender Element, Resonant Column, and Torsional Shear Tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(10), 1426-1438.
- Zargarbakhshi, S., & Khalili, N. (2010). Influence of hydraulic hysteresis on effective stress in unsaturated soils. *Géotechnique*, 60(9), 729-734.
- Zou, Y., & Brusewitz, G. H. (2001). Angle of Internal Friction and Cohesion of Consolidated Ground Marigold Petals. *Transactions of the ASAE*, 44, 1255-1259.

ANNEXE A

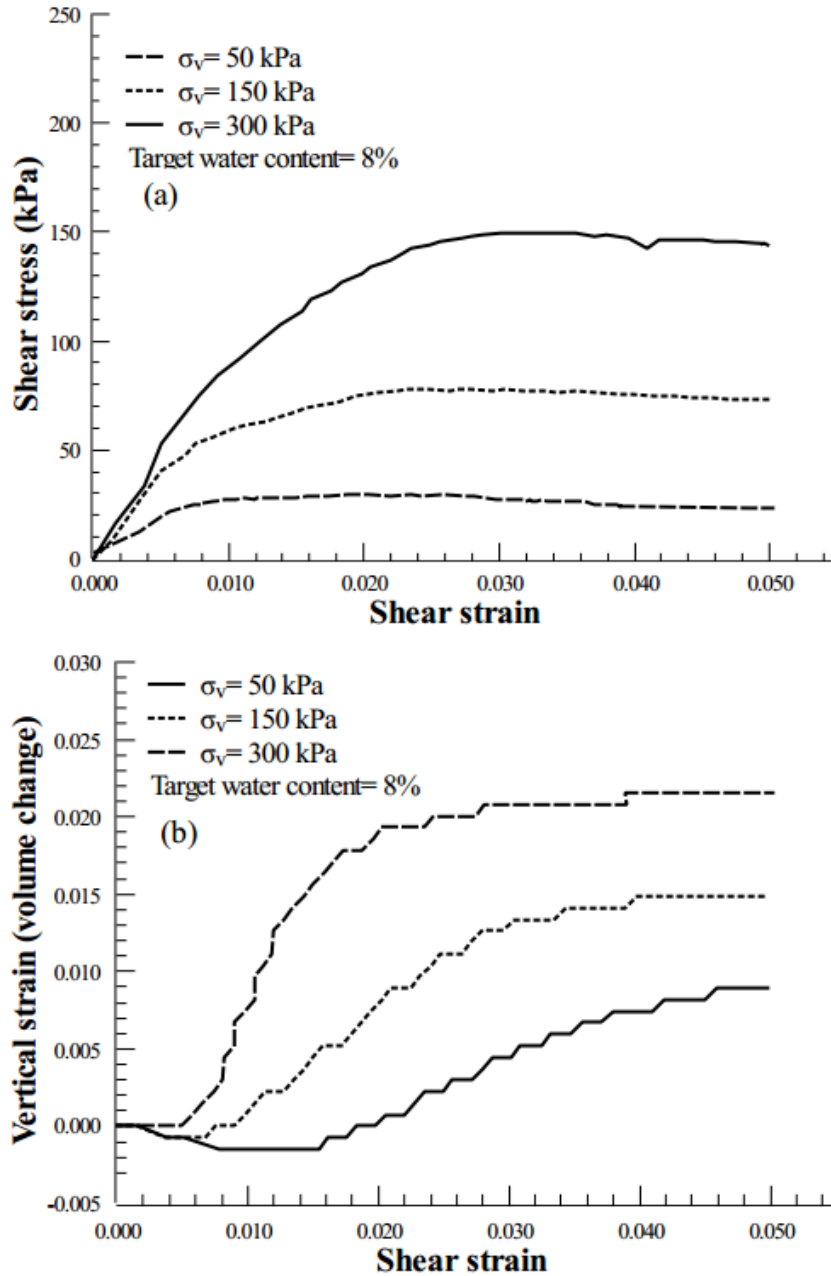
Cette annexe est consacrée aux propriétés physiques et aux résultats des essais effectués sur les billes de verre d'un diamètre de 1.25 mm-1.40 mm.

A.1. Propriétés physiques

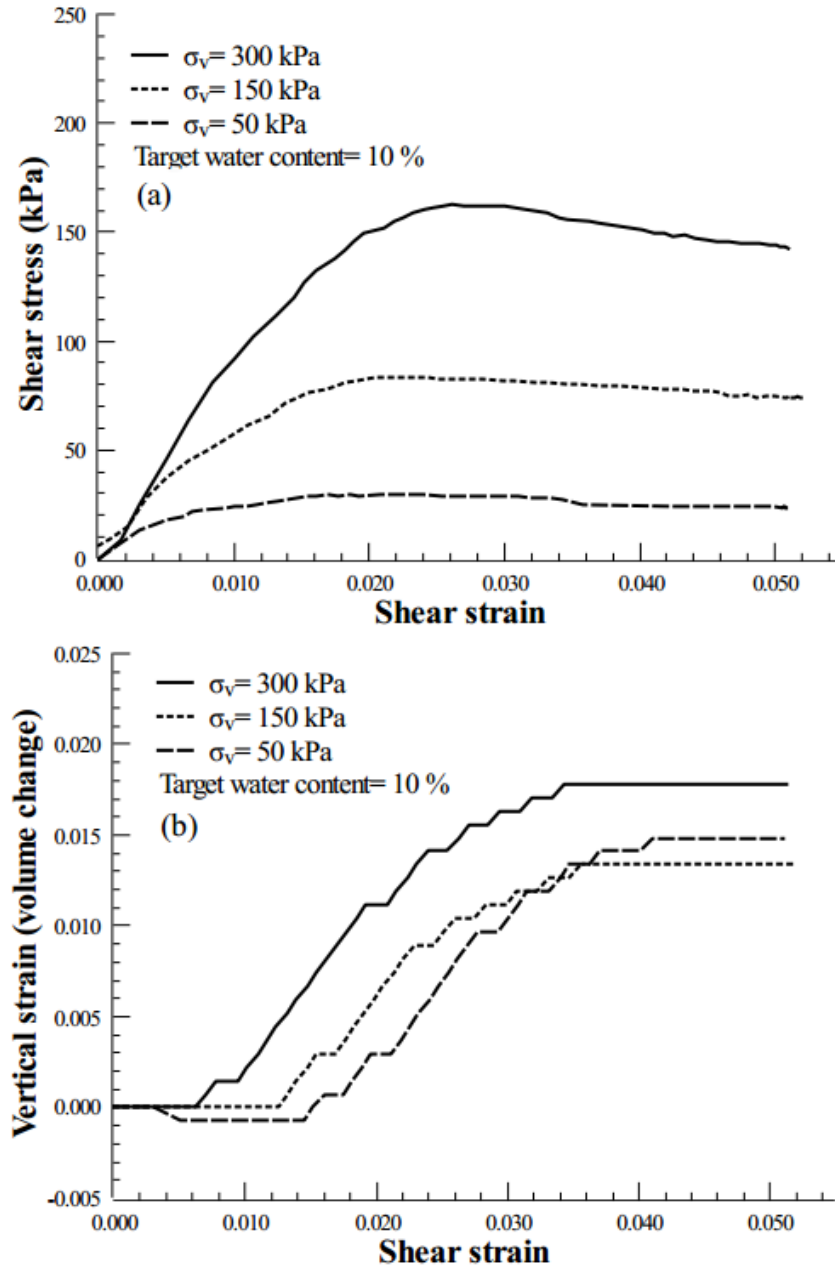
Propriétés physiques des échantillons de billes de verre lors d'essais non saturés pour des billes de verre de 1.25 mm-1.40 mm

Specimen ID	Target water content	Height of specimen (mm)	Surface area (mm ²)	Void ratio	Dry unit weight (kN/m ³)
UNSAT-DSG11	8%	19.60	3119.4	0.61	15.20
UNSAT-DSG12		19.56	3119.3	0.60	15.25
UNSAT-DSG13		19.63	3119.5	0.58	15.10
UNSAT-DSG21	10%	19.40	3119.5	0.60	15.34
UNSAT-DSG22		19.39	3119.3	0.59	15.30
UNSAT-DSG23		19.42	3119.5	0.60	15.25
UNSAT-DSG31	12%	20.00	3119.2	0.61	15.10
UNSAT-DSG32		19.60	3118.9	0.60	15.15
UNSAT-DSG33		19.71	3119.0	0.59	15.10
UNSAT-DSG41	15 %	19.63	3119.2	0.60	15.25
UNSAT-DSG42		19.42	3119.1	0.62	15.40
UNSAT-DSG43		19.69	3119.0	0.61	15.34
UNSAT-DSG51	18 %	19.69	3117.9	0.59	15.34
UNSAT-DSG52		19.40	3118.8	0.58	15.25
UNSAT-DSG53		19.39	3119.4	0.61	15.40
UNSAT-DSG61	20 %	19.63	3119.5	0.62	15.34
UNSAT-DSG62		19.42	3119.3	0.61	15.40
UNSAT-DSG63		19.69	3119.5	0.60	15.15

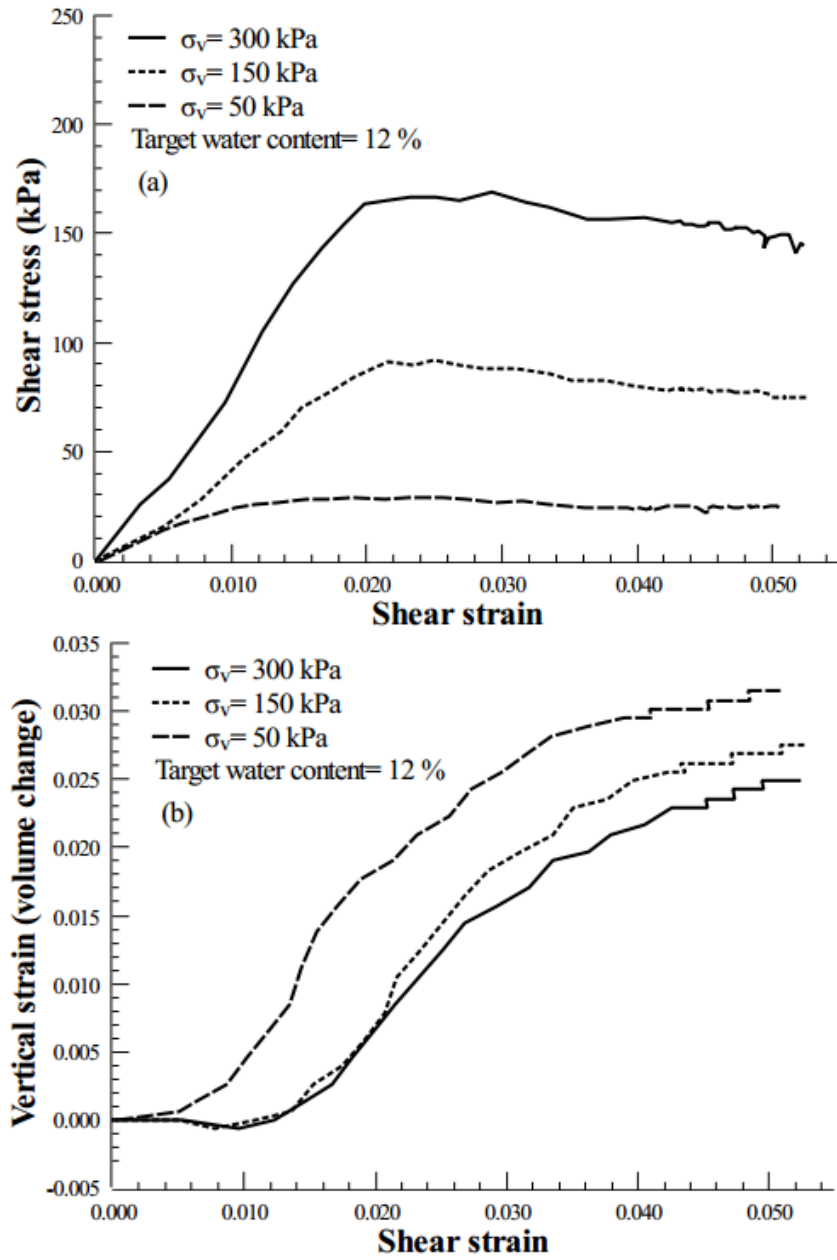
A.2. Résultats des essais de cisaillement direct en état non saturé



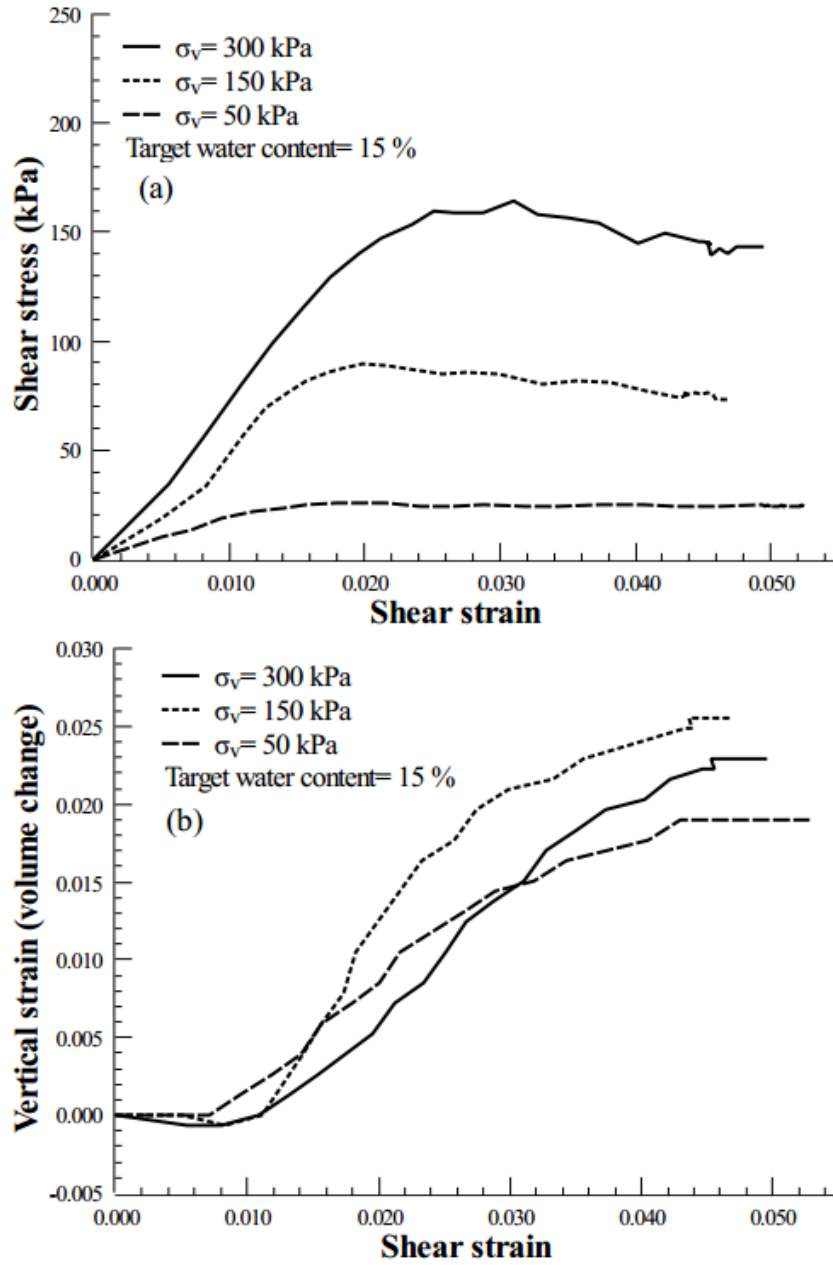
Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons de 1.25 mm-1.40 mm ($w = 8\%$)



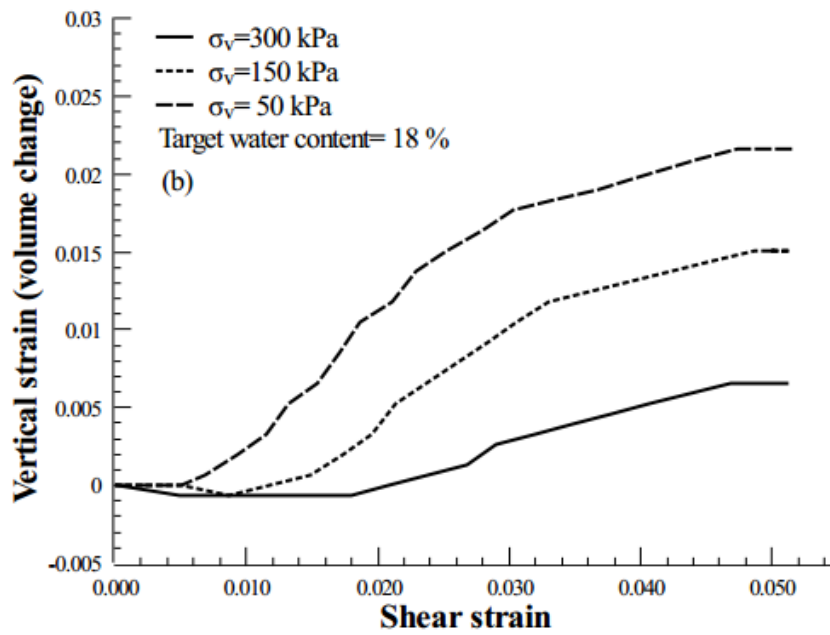
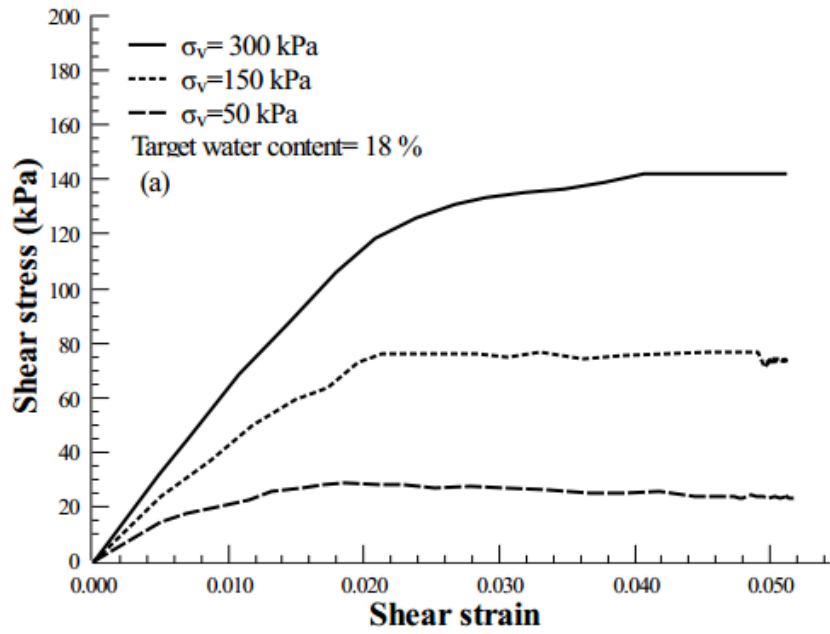
Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons de 1.25 mm-1.40 mm ($w=10\%$)



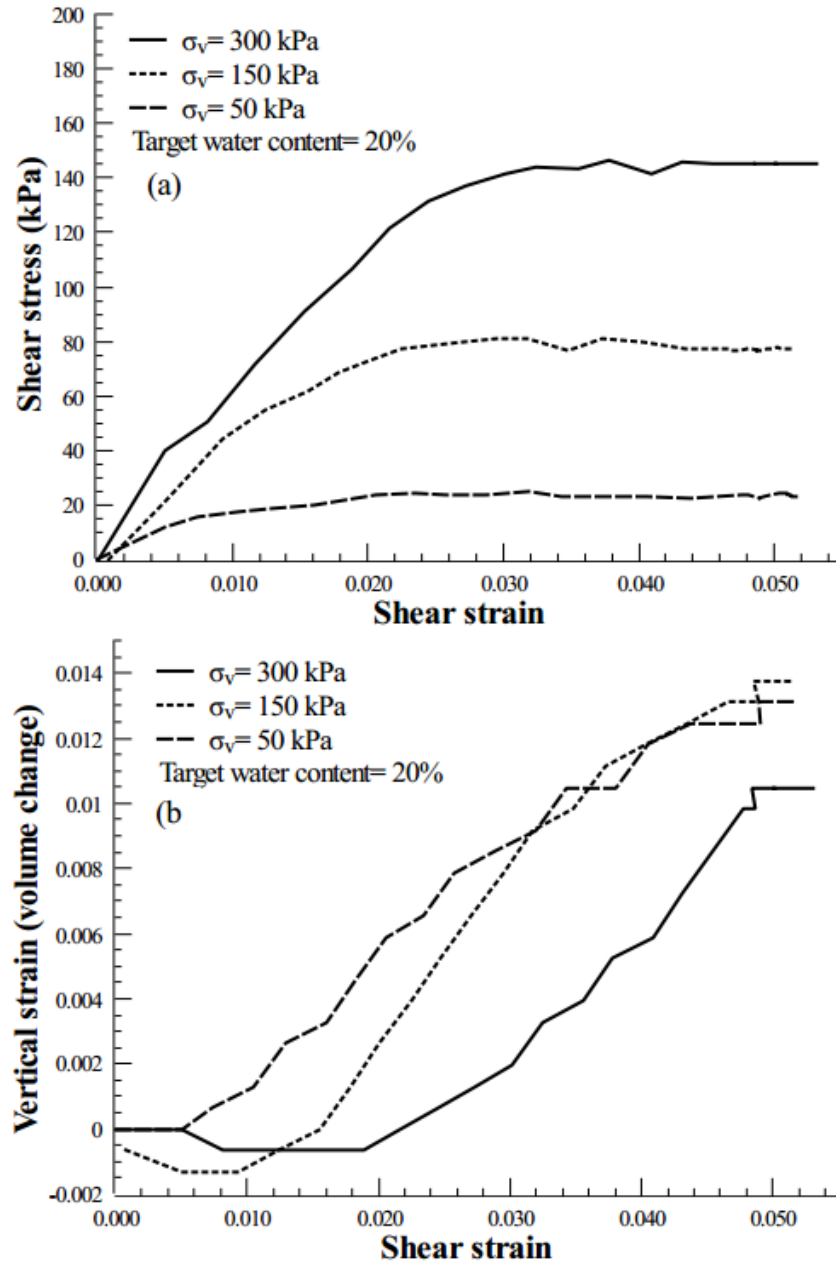
Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons de 1.25 mm-1.40 mm (w=12%)



Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons de 1.25 mm-1.40 mm (w=15%)



Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons de 1.25 mm-1.40 mm ($w=18\%$)



Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons de 1.25 mm-1.40 mm ($w=20\%$)

Résultats de cisaillement direct pour les billes de verre d'une taille de 1.25 mm-1.40 mm à l'état non saturé (partie 1)

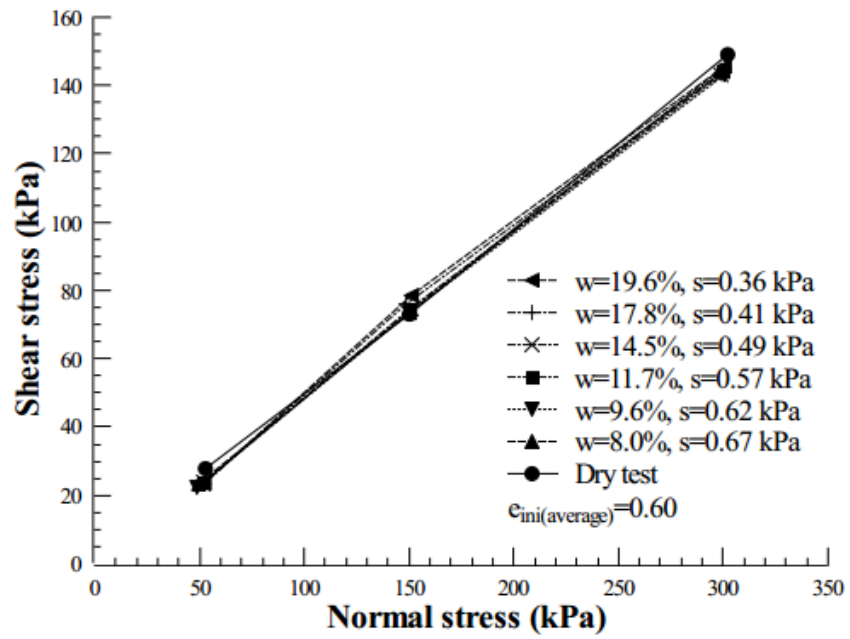
Test results of UNSAT-DSG (1.25-1.40 mm)									
	Gravimetric water content 8 %			Gravimetric water content 10 %			Gravimetric water content 12 %		
Average applied vertical stress (kPa)	49.32	149.90	298.97	48.50	150.31	300.50	51.62	150.53	299.27
Shear stress at peak (kPa)	29.6	78.34	150.13	29.51	84.0	163.08	30.40	92.26	169.20
Shear stress at critical state (kPa)	23.50	73.43	144.65	23.31	73.72	143.35	25.39	74.50	143.50
Volumetric strain (%)	2.9 %	1.5 %	0.9 %	1.8 %	1.3 %	1.5 %	3.1 %	2.8 %	2.5 %
Initial void ratio	0.588	0.585	0.60	0.608	0.597	0.611	0.601	0.615	0.60
Final void ratio	0.605	0.593	0.605	0.618	0.605	0.620	0.690	0.632	0.615
Water content before the test	0.082	0.080	0.083	0.101	0.097	0.097	0.121	0.115	0.123
Water content after the test	0.078	0.077	0.079	0.096	0.093	0.094	0.116	0.110	0.117
Average water content		0.080			0.096			0.117	
Average degree of saturation		0.275			0.327			0.405	
Average applied suction (kPa)*		0.67			0.62			0.57	
Apparent cohesion (kPa)		0.0315			0.053			0.0747	
Internal friction at peak		27.74°			27.66°			29.40°	
Internal friction at critical state		25.84°			25.59°			25.65°	
Secant shear modulus at 0.5 % of shear strain (kPa)	3391.2	8088.5	10536.1	3594.4	6288.4	9063.4	2865.9	3178.5	6950.4

* mesuré en utilisant le modèle de Van Genuchten.

Résultats de cisaillement direct pour les billes de verre d'une taille de 1.25 mm-1.40 mm à l'état non saturé (partie 2)

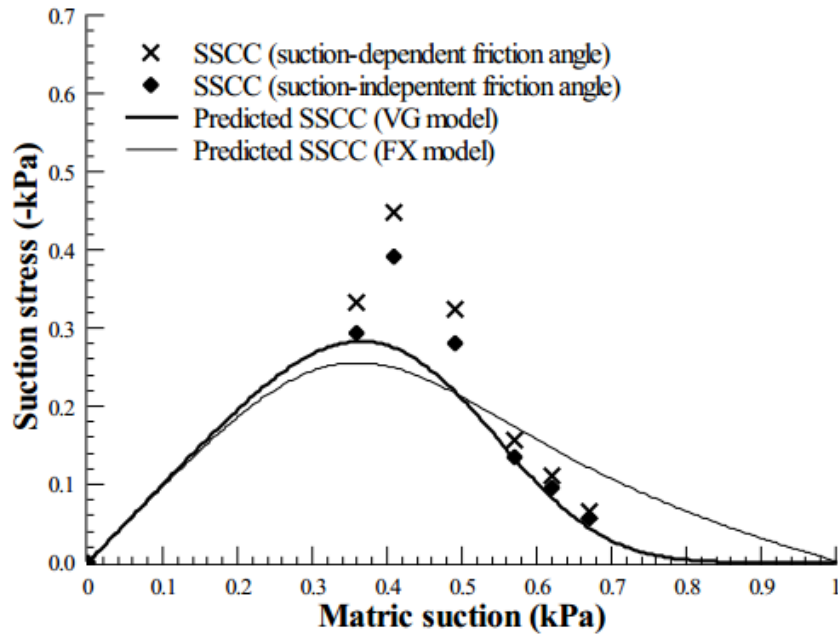
Test results of UNSAT-DSG (1.25-1.40 mm)									
	Gravimetric water content 15 %			Gravimetric water content 18 %			Gravimetric water content 20 %		
Average applied vertical stress (kPa)	51.90	150.94	299.0	51.95	148.90	298.54	52.0	151.16	300.52
Shear stress at peak (kPa)	27.84	74.74	144.1	23.15	76.15	143.36	25.10	78.30	146.83
Shear stress at critical state (kPa)	23.90	74.70	143.1	23.15	75.0	142.4	23.03	77.64	145.81
Volumetric strain (%)	1.9 %	2.6 %	2.3 %	2.2 %	1.5 %	0.7 %	1.3 %	1.4%	1.0 %
Initial void ratio	0.612	0.580	0.602	0.598	0.601	0.599	0.610	0.613	0.605
Final void ratio	0.623	0.595	0.616	0.611	0.61	0.603	0.617	0.621	0.612
Water content before the test	0.149	0.150	0.148	0.180	0.185	0.186	0.201	0.210	0.198
Water content after the test	0.141	0.143	0.140	0.170	0.173	0.175	0.186	0.197	0.184
Average water content		0.145			0.178			0.196	
Average degree of saturation		0.571			0.743			0.833	
Average applied suction (kPa)*		0.49			0.41			0.36	
Apparent cohesion (kPa)		0.1556			0.217			0.163	
Internal friction at peak		25.70°			25.91°			26.15°	
Internal friction at critical state		25.67°			25.84°			26.10°	
Secant shear modulus at 0.5 % of shear strain (kPa)	2054.3	3822.5	5689.7	2938.5	4941.0	6620.5	2418.8	5013.4	8311.5

* mesuré en utilisant le modèle de Van Genuchten.

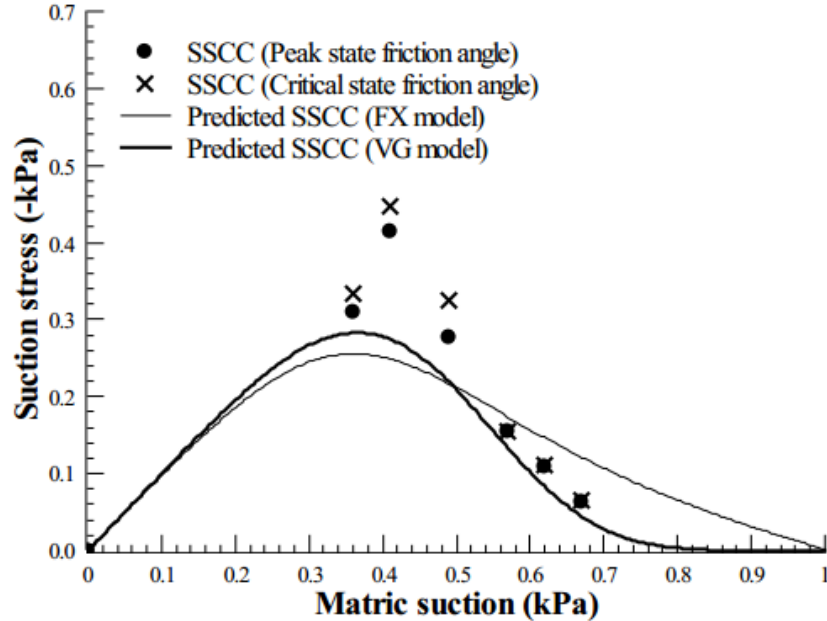


Évolution de la résistance au cisaillement non saturée des billes de verre d'un diamètre de de
1.25 mm-1.40 mm

A.3. Comparaison de CCSC expérimentale et prévue

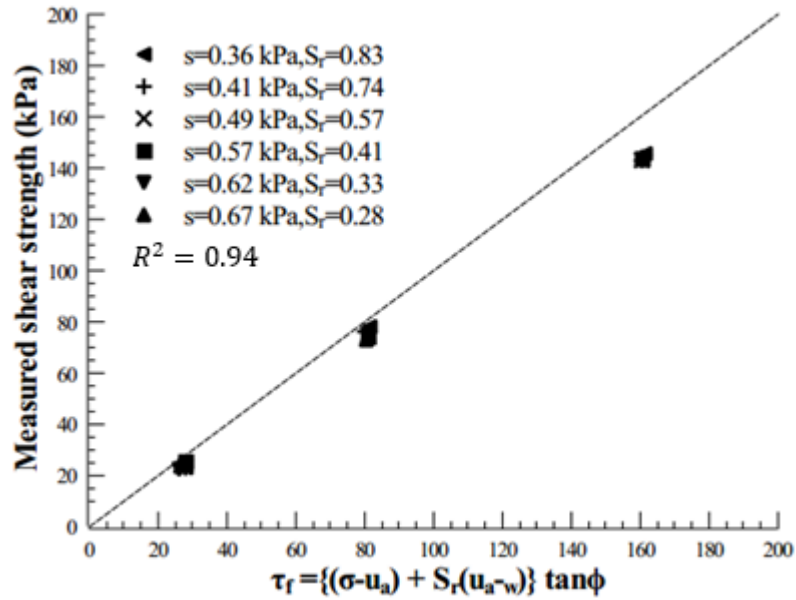


Comparaison des CCSC prévus en utilisant les modèles VG et FX et les CCSC expérimentaux pour les billes de verre d'un diamètre 1.25 mm-1.40 mm

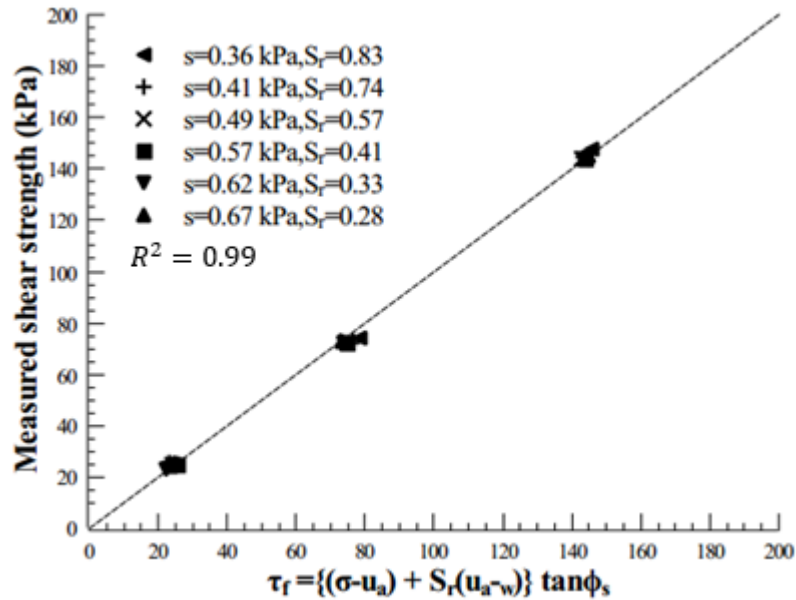


Comparaison des CCSC prévus en utilisant les modèles VG et FX et les CCSC expérimentaux pour les billes de verre d'un diamètre 1.25 mm-1.40 mm

A.4. La contrainte effective généralisée de Bishop

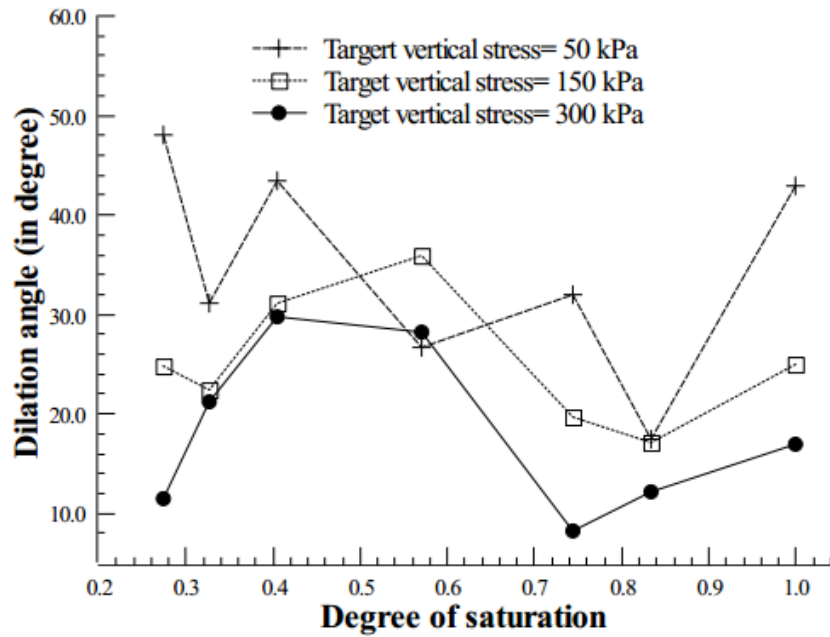


Comparaison de la résistance au cisaillement mesurée et prévue en utilisant la contrainte effective généralisée de Bishop en considérant l'angle de frottement indépendant de la succion pour les billes de verre de 1.25 mm-1.40 mm.

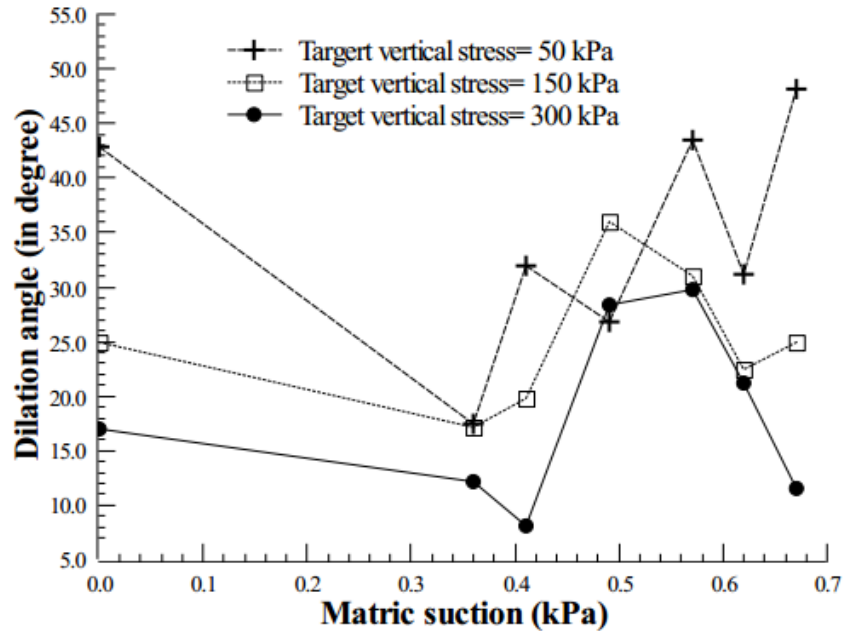


Comparaison de la résistance au cisaillement mesurée et prévue en utilisant la contrainte effective généralisée de Bishop en considérant l'angle de frottement dépendant de la succion pour les billes de verre de 1.25 mm-1.40 mm.

A.5 Variation de la dilatance sous l'effet de la succion matricielle

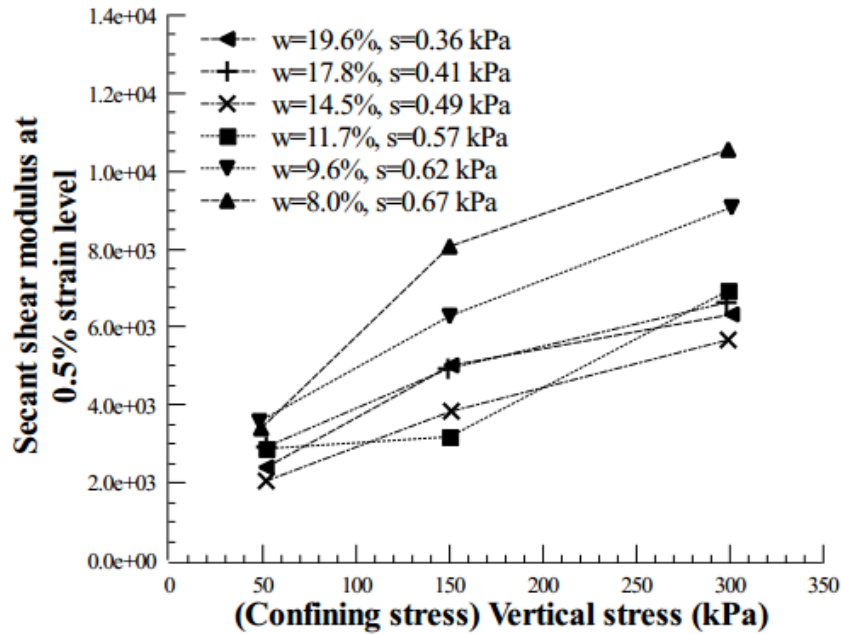


Variation de l'angle de dilatance maximale avec degré de saturation pour des billes de verre d'un diamètre de 1.25 mm-1.40 mm

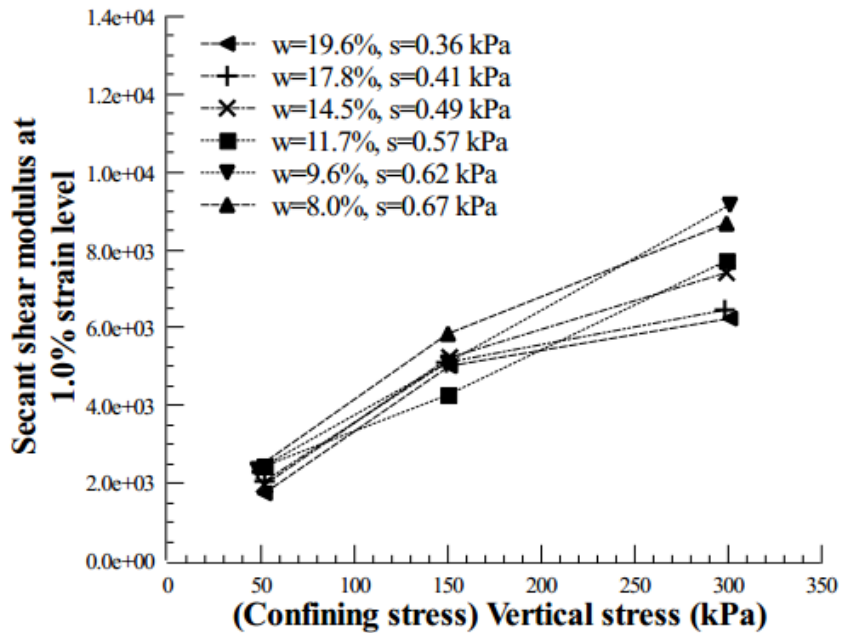


Variation de l'angle de dilatance maximale avec la succion matricielle pour des billes de verre d'un diamètre de 1.25 mm-1.40 mm

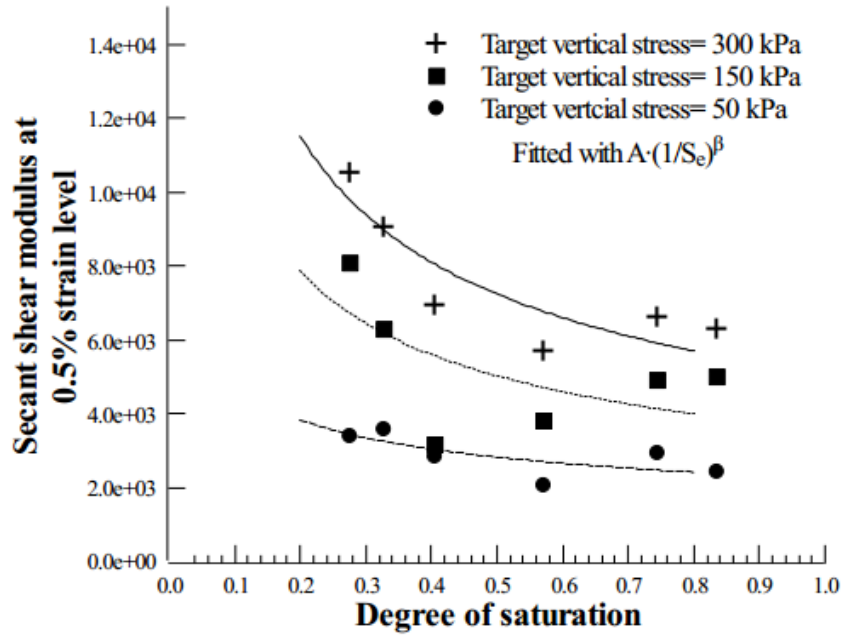
A.6.Variation de module de cisaillement sécant en fonction de la succion matricielle



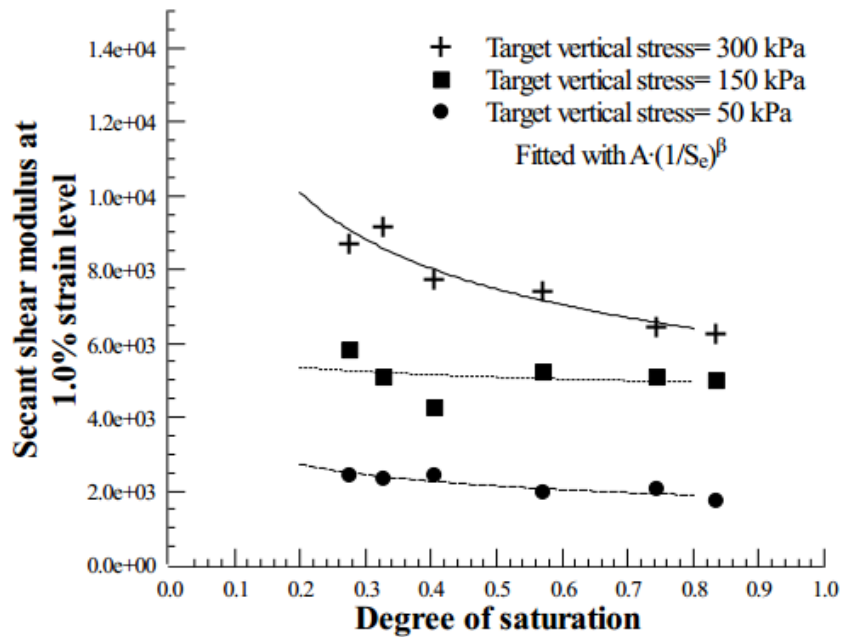
Variation des modules de cisaillement sécants non saturés à différentes contraintes verticales sous une déformation de 0.50% pour des billes de verre de 1.25mm – 1.40mm



Variation des modules de cisaillement sécants non saturés différentes contraintes verticales sous une déformation de 1.0% pour des billes de verre de 1.25mm – 1.40mm.



Variation des modules de cisaillement non saturés avec degré de saturation pour des billes de verre d'un diamètre de $1.25\text{mm} - 1.40\text{mm}$ à un niveau de déformation de 0.50%.



Variation des modules de cisaillement non saturés avec degré de saturation pour des billes de verre d'un diamètre de $1.25\text{mm} - 1.40\text{mm}$ à un niveau de déformation de 1.0%.

L'analyse de régression des modules de cisaillement sécants non saturés pour les billes de verre d'un diamètre de 1.25mm – 1.40mm

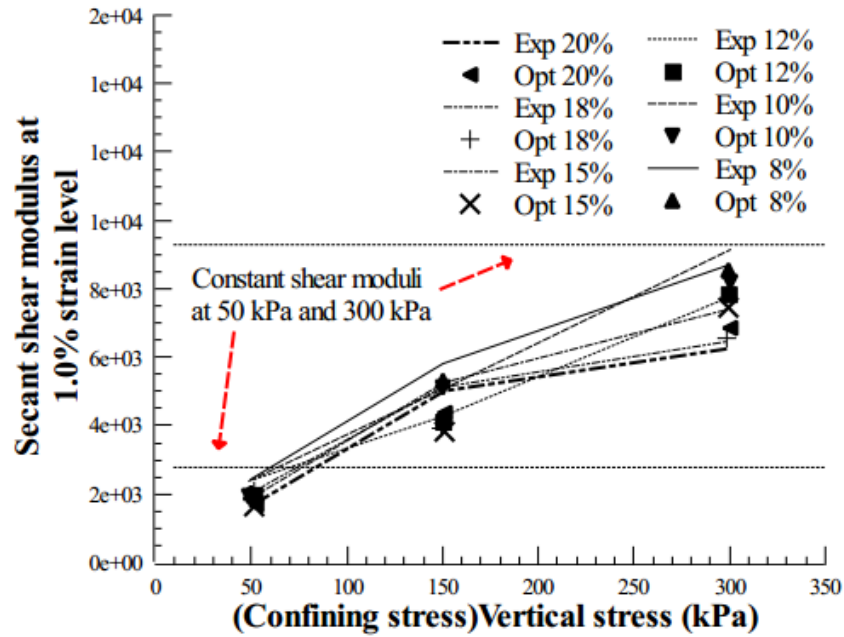
Fitting parameters using Dong et al model (2016) at strain level of 0.5%																
		Target mechanical stress (kPa)														
		50 kPa					150 kPa					300 kPa				
		A	β	γ	$R^{2(1)}$	$R^{2(2)}$	A	β	γ	$R^{2(1)}$	$R^{2(2)}$	A	β	γ	$R^{2(1)}$	$R^{2(2)}$
Degree of Saturation	0.275	2238	0.333	0.562	0.532	0.874	3579	0.488	0.562	0.346	0.874	5090	0.507	0.562	0.774	0.874
	0.327			0.503		0.918			0.503		0.918			0.503		0.918
	0.405			0.327		0.517			0.327		0.517			0.327		0.517
	0.571			0.325		0.639			0.325		0.639			0.325		0.639
	0.743			0.496		0.946			0.496		0.946			0.496		0.946
	0.833			0.494		0.869			0.494		0.869			0.494		0.869
Fitting parameters using Dong et al model (2016) at strain level of 1.0%																
		Target mechanical stress (kPa)														
		50 kPa					150 kPa					300 kPa				
		A	β	γ	$R^{2(1)}$	$R^{2(2)}$	A	β	γ	$R^{2(1)}$	$R^{2(2)}$	A	β	γ	$R^{2(1)}$	$R^{2(2)}$
Degree of Saturation	0.275	1783	0.262	0.622	0.80	0.894	4892	0.056	0.622	0.065	0.894	5963	0.325	0.622	0.90	0.894
	0.327			0.648		0.871			0.648		0.871			0.648		0.871
	0.405			0.585		0.852			0.585		0.852			0.585		0.852
	0.571			0.644		0.88			0.644		0.88			0.644		0.88
	0.743			0.625		0.88			0.625		0.88			0.625		0.88
	0.833			0.620		0.842			0.620		0.842			0.620		0.842

1) Représente le coefficient de détermination pour l'ajustement de $A * (1/S_e)^\beta$

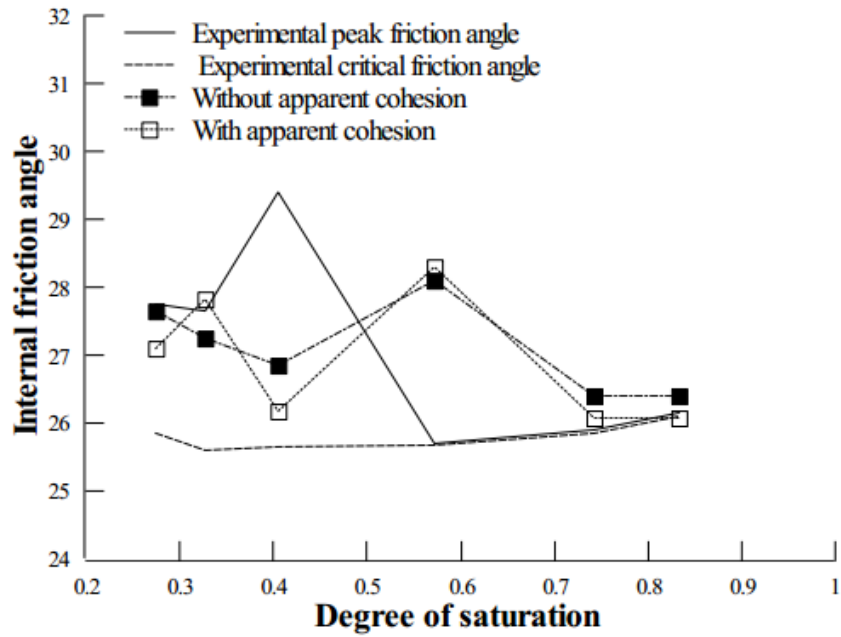
2) Représente le coefficient de détermination pour l'ajustement de $A * (1/S_e)^\beta * \left(\frac{(p-u_a)-\sigma_s}{p_{ref}} + 1 \right)^\gamma$ lorsque A et β sont constants à une contrainte de référence de 50 kPa tandis que S_e varie

A.7. Ajustement des paramètres de rigidité et cisaillement en utilisant PLAXIS

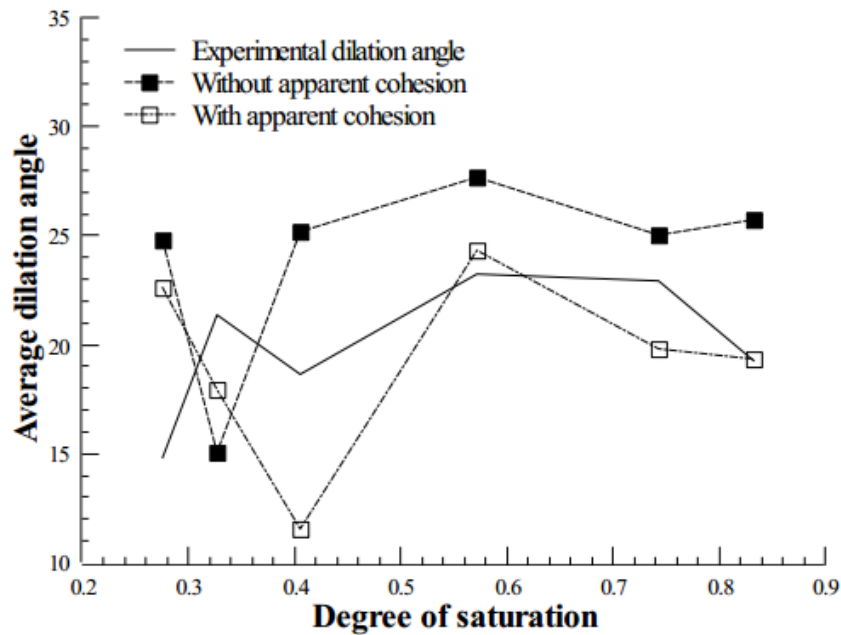
(a) Le modèle de Mohr-Coulomb



Comparaison entre le module de cisaillement sécant ajusté et expérimental pour des billes de verre d'un diamètre de $1.25\text{mm} - 1.40\text{mm}$ à un niveau de déformation de 1.0%.

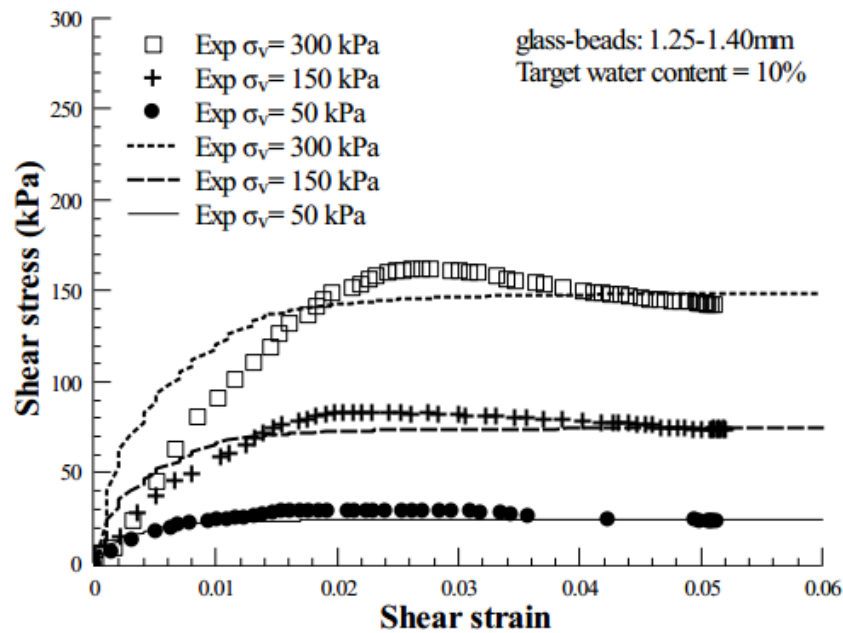


Comparaison entre l'angle de frottement ajusté et l'angle de frottement expérimental à différents degrés de saturation pour des billes de verre de $1.25mm - 1.40mm$

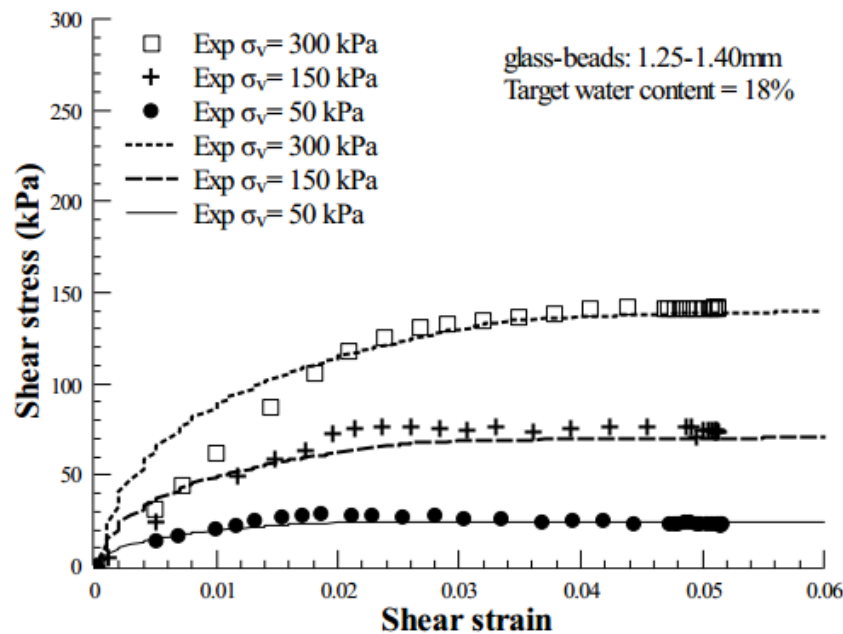


Comparaison entre l'angle de dilatance ajusté et expérimental à différents degrés de saturation pour des billes de verre de $1.25mm - 1.40mm$

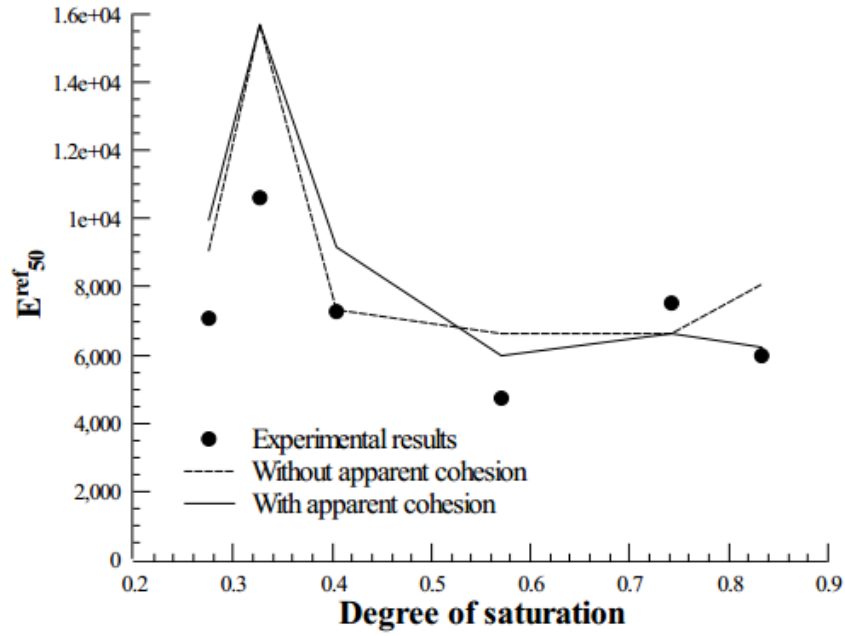
(b) le modèle de « Hardening Soil »



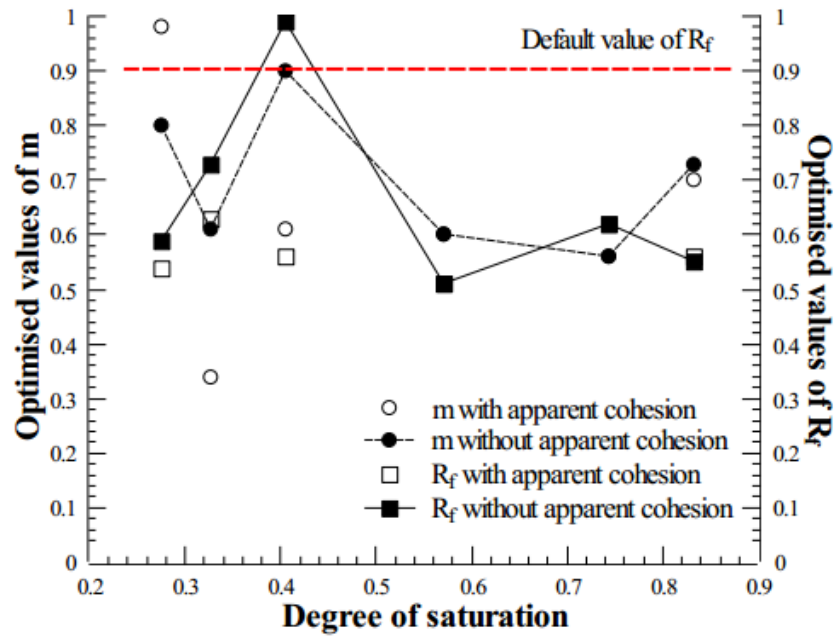
Comparaison des contraintes de cisaillement mesurées et optimisées pour des billes de verre d'un diamètre de 1.25mm – 1.40mm avec une teneur en eau cible de 10%



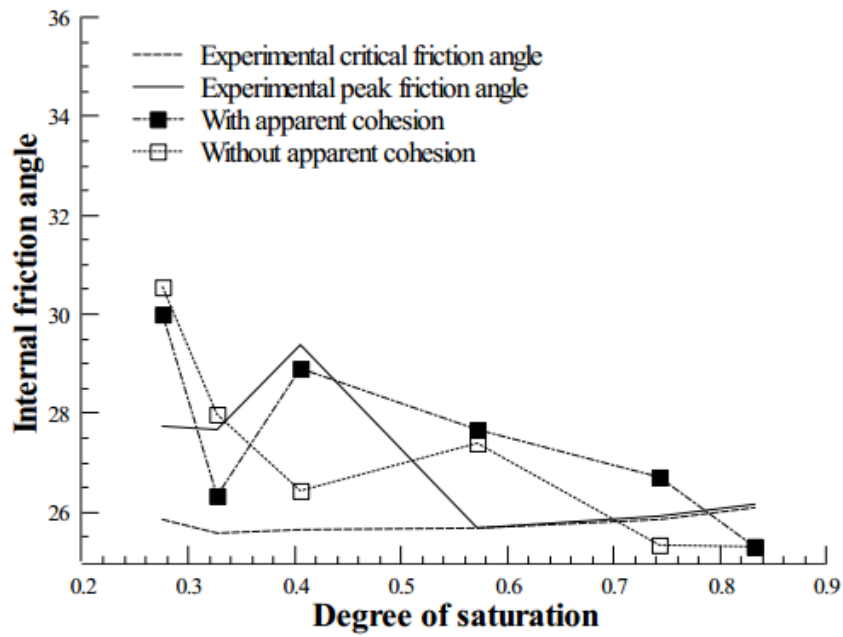
Comparaison des contraintes de cisaillement mesurées et optimisées pour des billes de verre d'un diamètre de 1.25mm – 1.40mm avec une teneur en eau cible de 18%



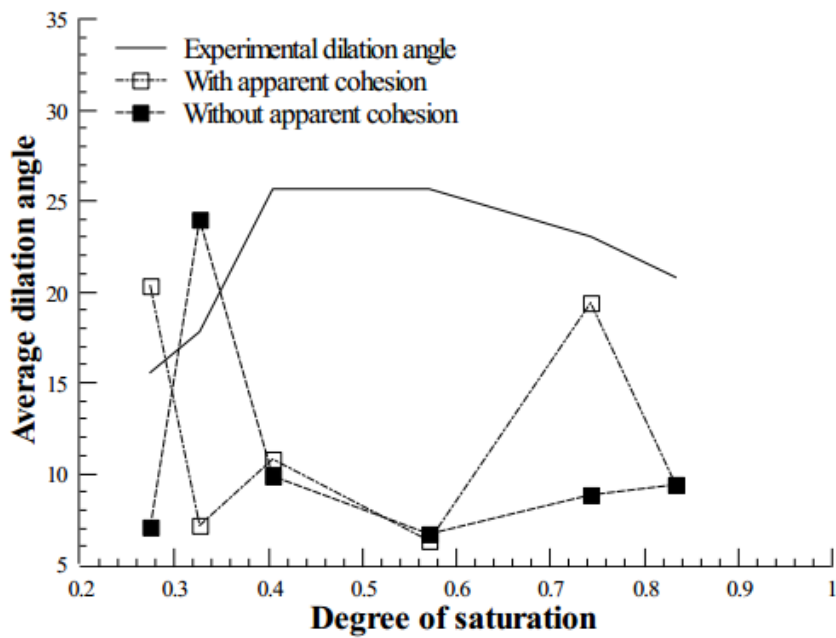
Comparaison des valeurs optimisées des modules de cisaillement sécants des billes de verre de
 1.25mm – 1.40mm



Comparaison des valeurs optimisées des paramètres d'ajustement m et R_f pour des billes de
 verre de 1.25mm – 1.40mm



Comparaison de l'angle de frottement expérimentale et optimisé des billes de verre de
1.25mm – 1.40mm



Comparaison de l'angle de dilatance expérimentale et optimisé des billes de verre de
1.25mm – 1.40mm

ANNEXE B

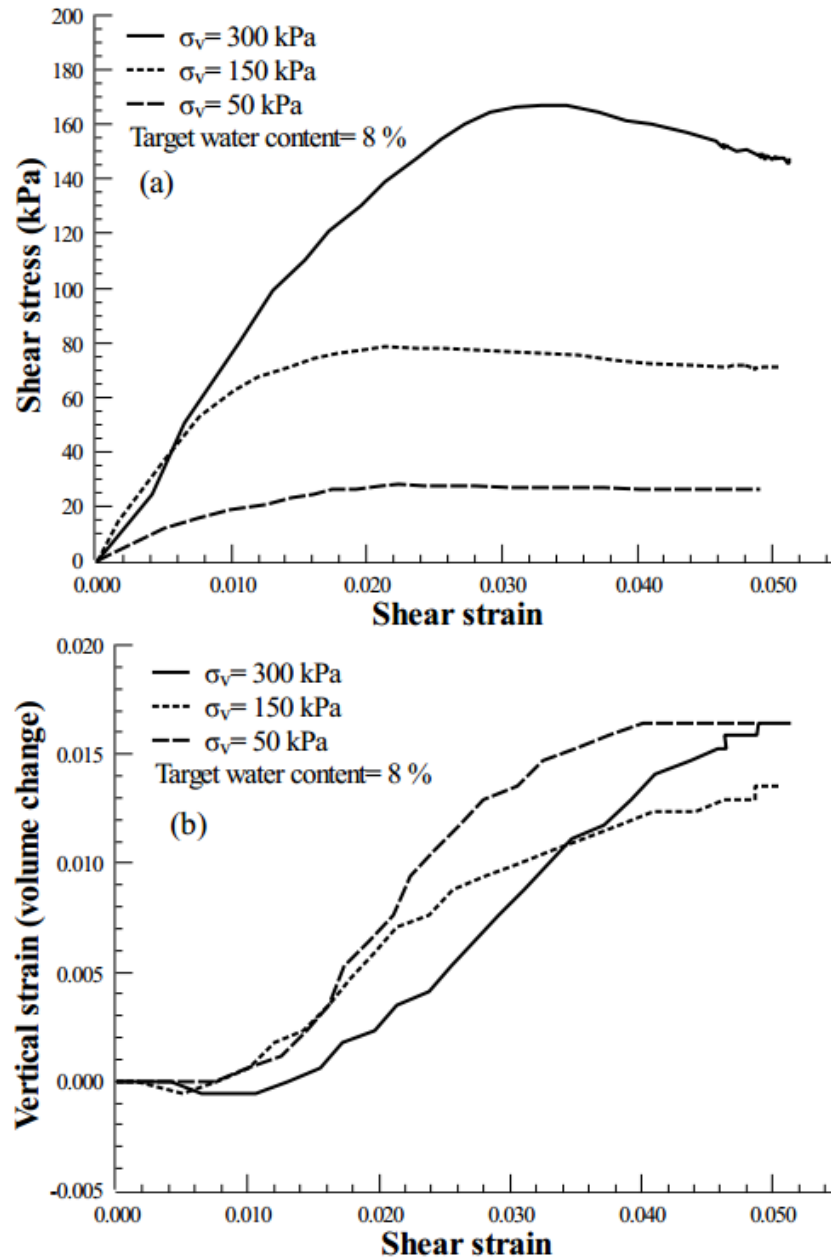
Cette annexe est consacrée aux propriétés physiques et aux résultats des essais effectués sur les billes de verre d'un diamètre de 0.355 mm-0.425 mm

B.1. Propriétés physiques

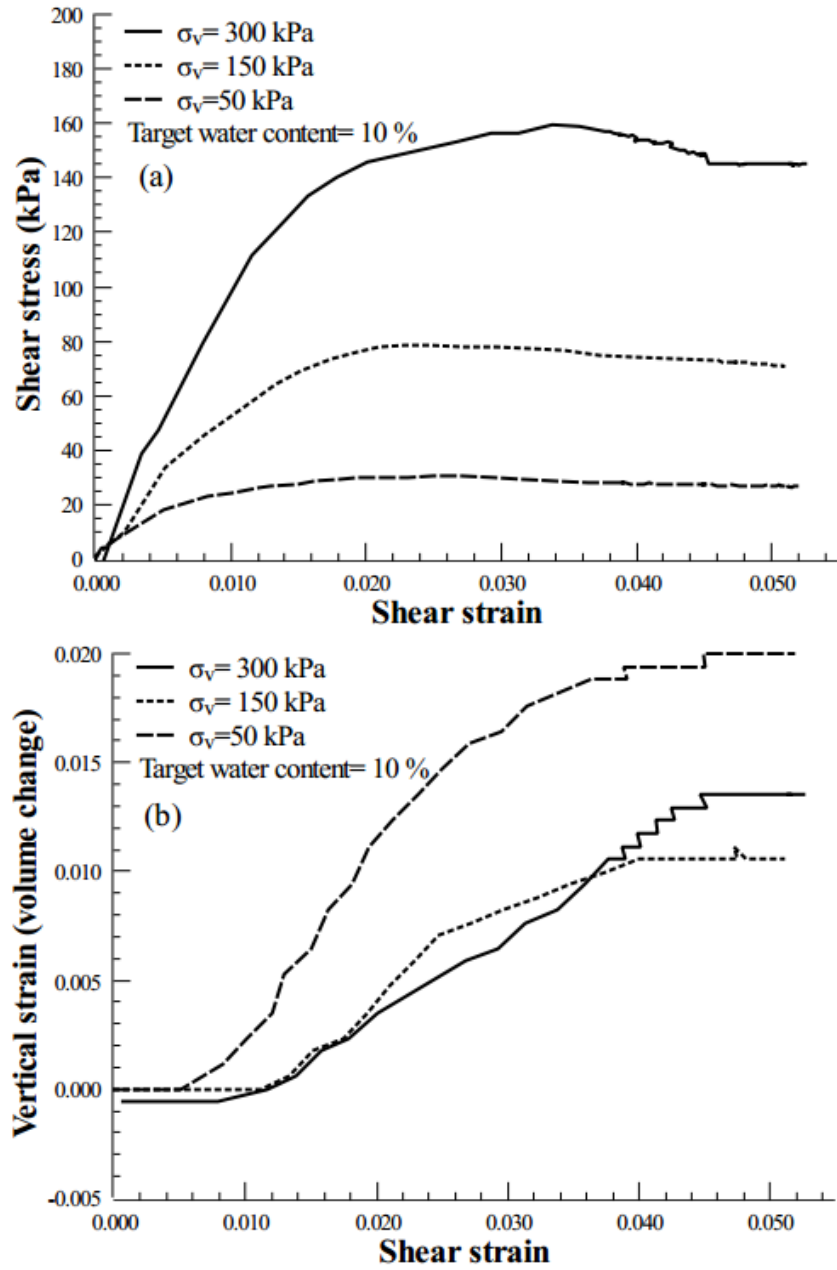
Propriétés physiques des échantillons de billes de verre lors d'essais non saturés pour des billes de verre de 0.355 mm-0.425 mm

Specimen ID	Target water content	Height of specimen (mm)	Surface area (mm ²)	Void ratio	Dry unit weight (kN/m ³)
UNSAT-DSS11	8%	19.63	3119.4	0.62	15.20
UNSAT-DSS12		19.42	3119.3	0.61	15.25
UNSAT-DSS13		19.69	3119.5	0.59	15.10
UNSAT-DSS21	10%	19.40	3119.5	0.62	15.34
UNSAT-DSS22		19.39	3119.3	0.61	15.30
UNSAT-DSS23		19.42	3119.5	0.58	15.25
UNSAT-DSS31	12 %	20.00	3119.2	0.62	15.10
UNSAT-DSS32		19.60	3118.9	0.60	15.15
UNSAT-DSS33		19.7	3119.0	0.59	15.20
UNSAT-DSS41	15%	19.63	3119.2	0.60	15.25
UNSAT-DSS42		19.42	3119.1	0.62	15.40
UNSAT-DSS43		19.69	3119.0	0.61	15.34
UNSAT-DSS51	18%	19.69	3117.9	0.59	15.34
UNSAT-DSS52		19.40	3118.8	0.58	15.25
UNSAT-DSS53		19.39	3119.4	0.61	15.40
UNSAT-DSS61	20%	19.63	3119.5	0.62	15.34
UNSAT-DSS62		19.42	3119.3	0.61	15.40
UNSAT-DSS63		19.69	3119.5	0.60	15.51

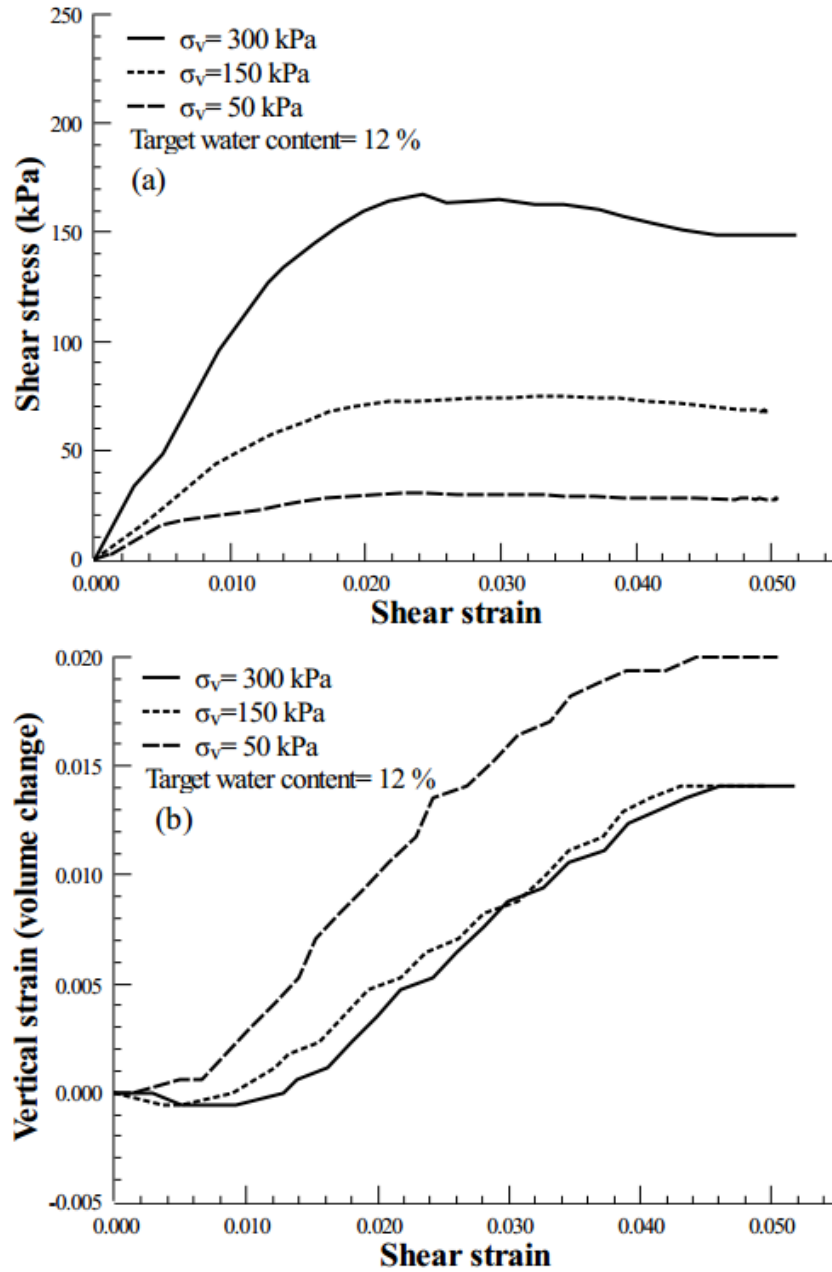
B.2. Résultats des essais de cisaillement direct en état non saturé



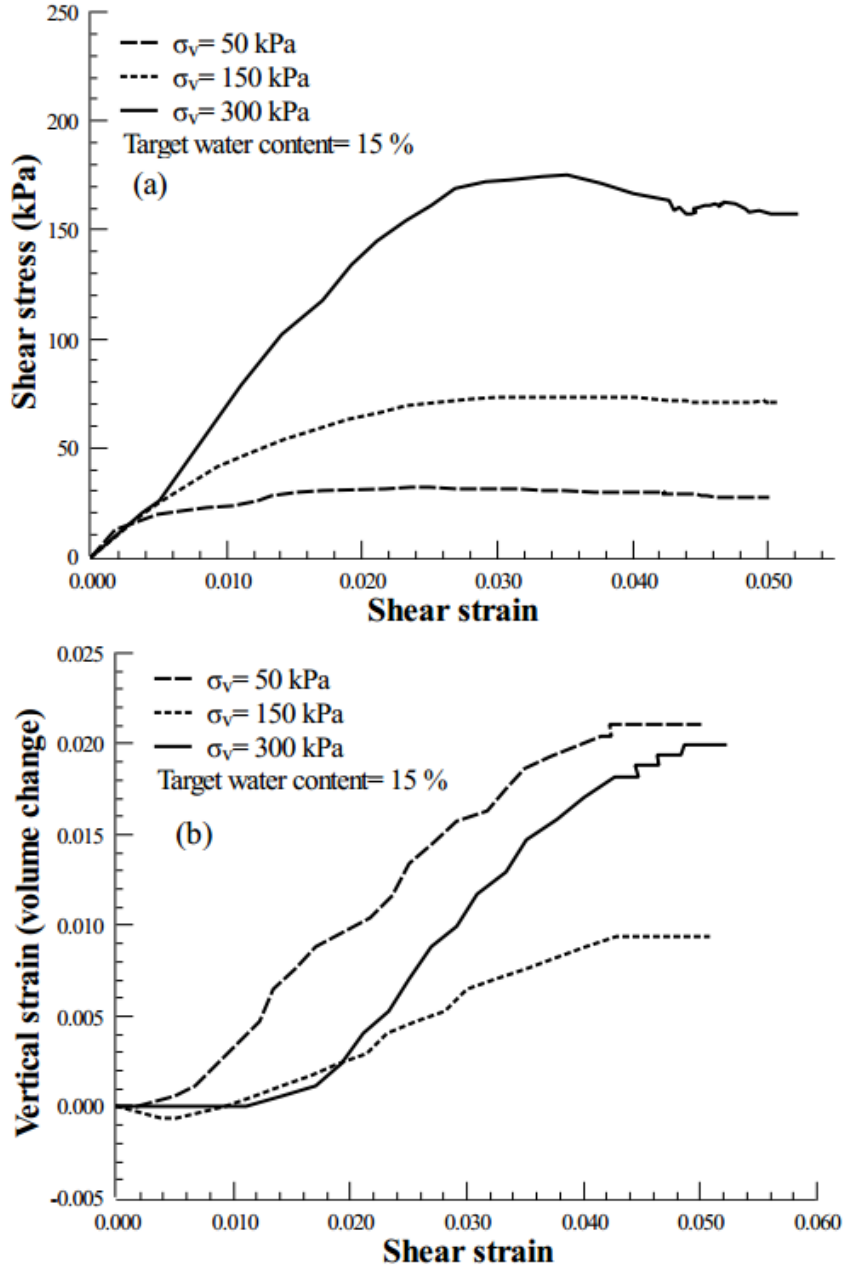
Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons de 0.355 mm-0.425 mm ($w=8\%$)



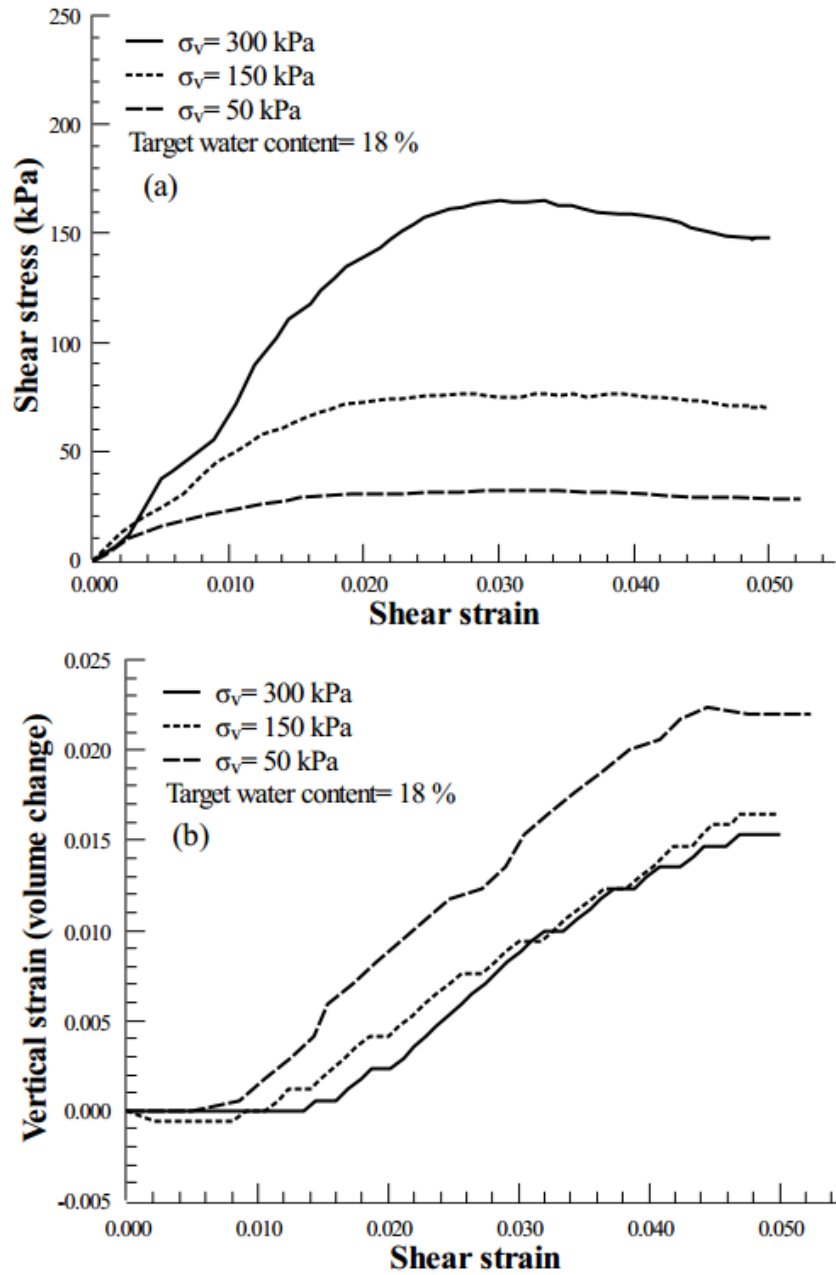
Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons de 0.355 mm-0.425 mm ($w=10\%$)



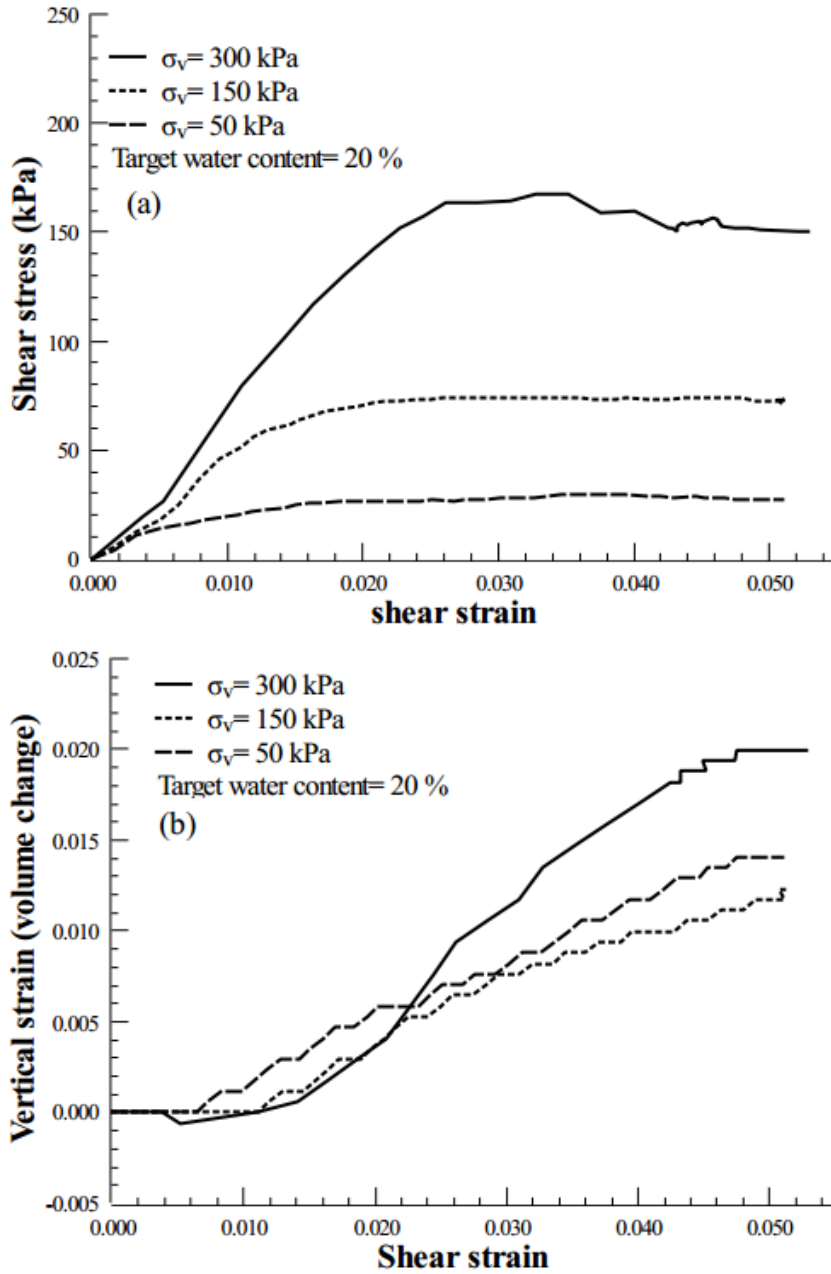
Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons de 0.355 mm-0.425 mm ($w=12\%$)



Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons de 0.355 mm-0.425 mm ($w=15\%$)



Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons de 0.355 mm-0.425 mm ($w=18\%$)



Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation et (b) changement de volume en fonction de la déformation des échantillons de 0.355 mm-0.425 mm ($w=20\%$)

Résultats de cisaillement direct pour les billes de verre d'une taille de 0.355 mm-0.40 mm à l'état non saturé (partie 1)

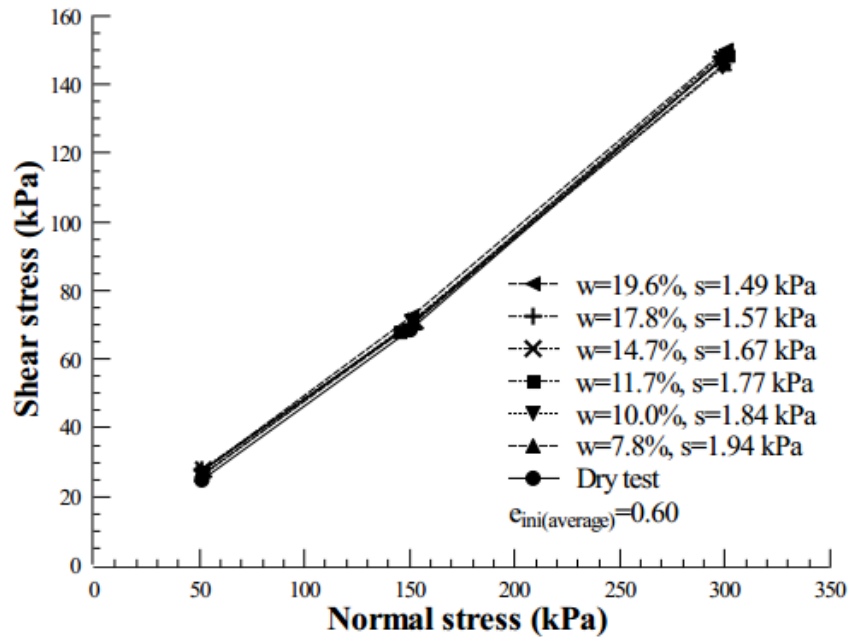
Test results of UNSAT-DSM (0.355-0.40 mm)									
	Gravimetric water content 8 %			Gravimetric water content 10 %			Gravimetric water content 12 %		
Average applied vertical stress (kPa)	51.0	151.81	300.12	51.83	151.0	299.19	51.23	145.1	301.0
Shear stress at peak (kPa)	28.13	78.63	177.78	30.78	79.32	172.48	32.30	75.32	173.11
Shear stress at critical state (kPa)	26.52	70.58	146.0	26.40	71.13	145.20	27.20	68.20	148.40
Volumetric strain (%)	1.6 %	1.4 %	1.7 %	2.0 %	1.1 %	1.4 %	2.1%	1.4 %	1.4%
Initial void ratio	0.603	0.614	0.588	0.595	0.60	0.591	0.613	0.611	0.60
Final void ratio	0.613	0.622	0.597	0.609	0.607	0.60	0.626	0.620	0.608
Water content before the test	0.083	0.079	0.081	0.107	0.099	0.103	0.123	0.119	0.120
Water content after the test	0.078	0.076	0.780	0.100	0.095	0.098	0.119	0.112	0.110
Average water content		0.078			0.100			0.117	
Average degree of saturation		0.302			0.381			0.444	
Average applied suction (kPa)		1.94			1.84			1.77	
Apparent cohesion (kPa)		0.196			0.27			0.32	
Internal friction at peak		29.97°			29.54°			30.31°	
Internal friction at critical state		25.73°			25.72°			26.02	
Secant shear modulus at 0.5 % of shear strain (kPa)	2485.9	7570.6	10401.3	3597.4	6189.0	11580	3165.3	4561.9	9622.3

* mesuré en utilisant le modèle de Van Genuchten.

Résultats de cisaillement direct pour les billes de verre d'une taille de 0.355 mm à 0.40 mm à l'état non saturé (partie 2)

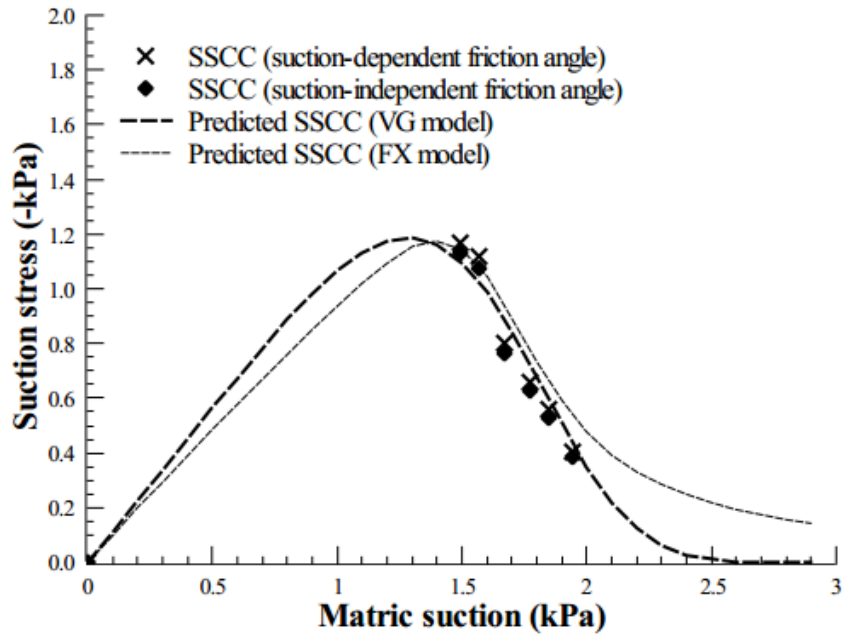
Test results of UNSAT-DSM (0.355-0.40 mm)									
	Gravimetric water content 15 %			Gravimetric water content 18 %			Gravimetric water content 20 %		
Average applied vertical stress (kPa)	51.70	153.0	299.13	51.03	150.63	298.10	51.0	151.2	300.55
Shear stress at peak (kPa)	32.05	84.84	177.50	32.22	84.86	164.99	31.24	74.71	170.20
Shear stress at critical state (kPa)	27.80	71.20	157.64	27.95	70.0	147.91	27.51	72.30	150.12
Volumetric strain (%)	2.1 %	0.9%	2.1 %	2.3 %	1.6 %	1.5 %	1.4 %	1.2 %	2.0 %
Initial void ratio	0.595	0.589	0.609	0.612	0.608	0.60	0.603	0.599	0.604
Final void ratio	0.607	0.594	0.622	0.623	0.617	0.609	0.611	0.606	0.616
Water content before the test	0.148	0.155	0.147	0.188	0.182	0.181	0.204	0.210	0.199
Water content after the test	0.137	0.140	0.145	0.170	0.168	0.167	0.184	0.194	0.184
Average water content		0.147			0.175			0.196	
Average degree of saturation		0.537			0.629			0.698	
Average applied suction (kPa)*		1.67			1.57			1.49	
Apparent cohesion (kPa)		0.389			0.546			0.5761	
Internal friction at peak		31.47°			29.12°			29.0°	
Internal friction at critical state		25.97°			26.04°			26.28°	
Secant shear modulus at 0.5 % of shear strain (kPa)	3914.4	4988.6	5247.3	3180.3	4716.0	7355.2	2789.2	3528.2	4993.5

* mesuré en utilisant le modèle de Van Genuchten.

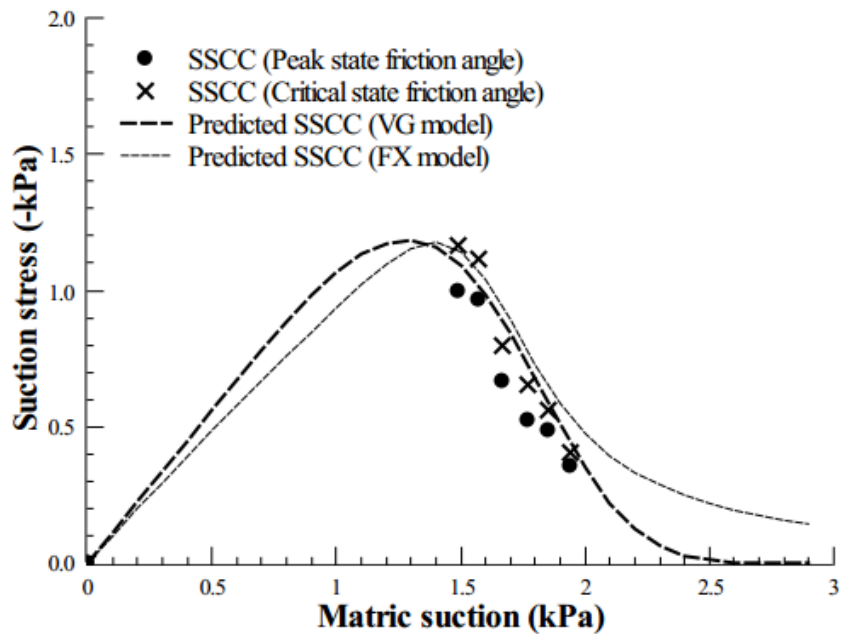


Évolution de la résistance au cisaillement non saturée des billes de verre d'un diamètre de de
0.355 mm-0.30 mm

B.3. Comparaison de CCSC expérimentale et prévue

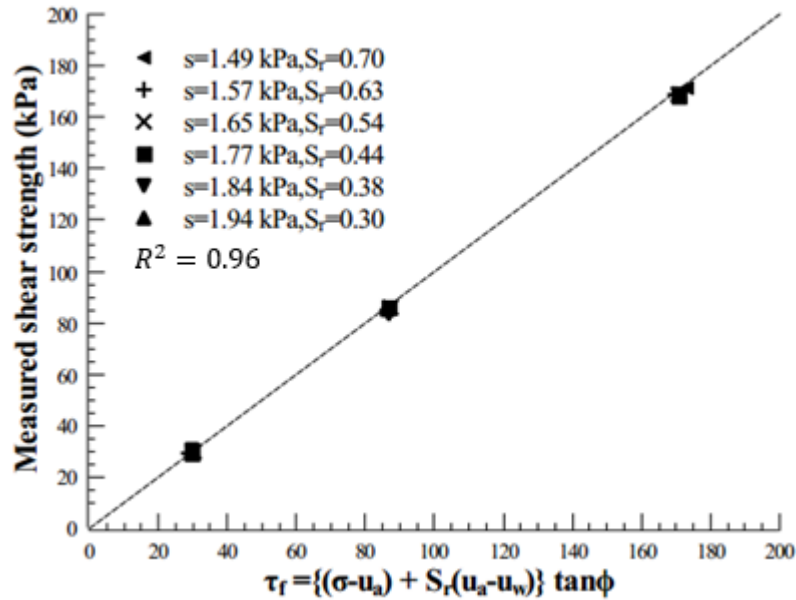


Comparaison des CCSC prévus en utilisant les modèles VG et FX et les CCSC expérimentaux pour les billes de verre d'un diamètre 0.355 mm-0.40 mm

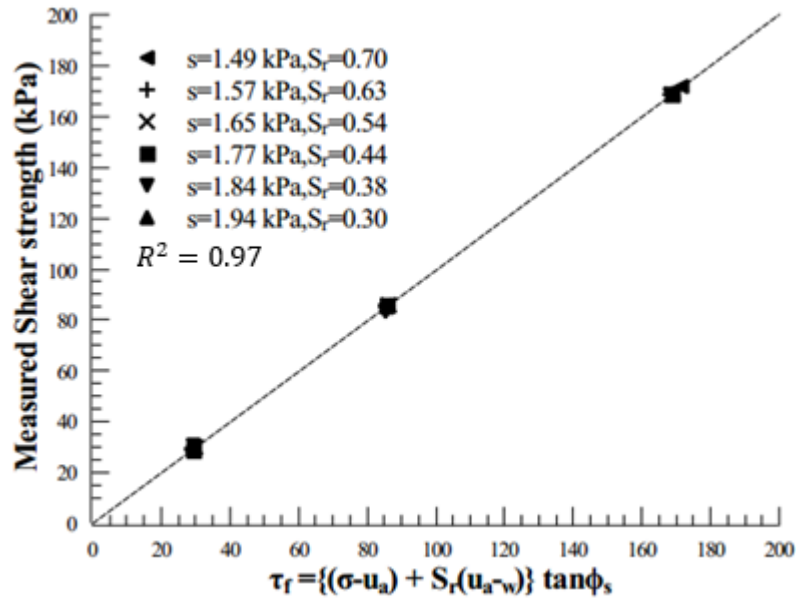


Comparaison des CCSC prévus en utilisant les modèles VG et FX et les CCSC expérimentaux pour les billes de verre d'un diamètre 0.355 mm-0.40 mm

B.4. La contrainte effective généralisée de Bishop

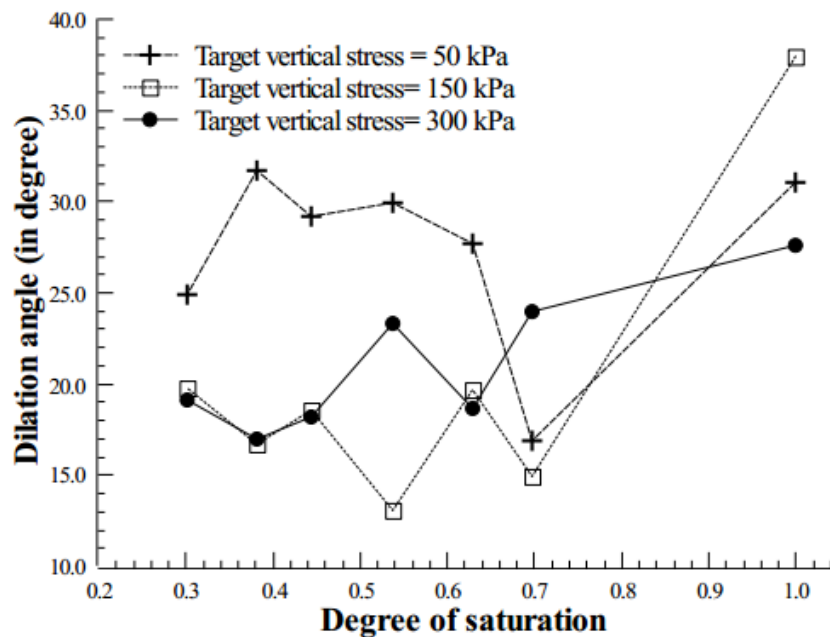


Comparaison de la résistance au cisaillement mesurée et prévue en utilisant la contrainte effective généralisée de Bishop en considérant l'angle de frottement indépendant de la succion pour les billes de verre de 0.355 mm-0.40 mm.

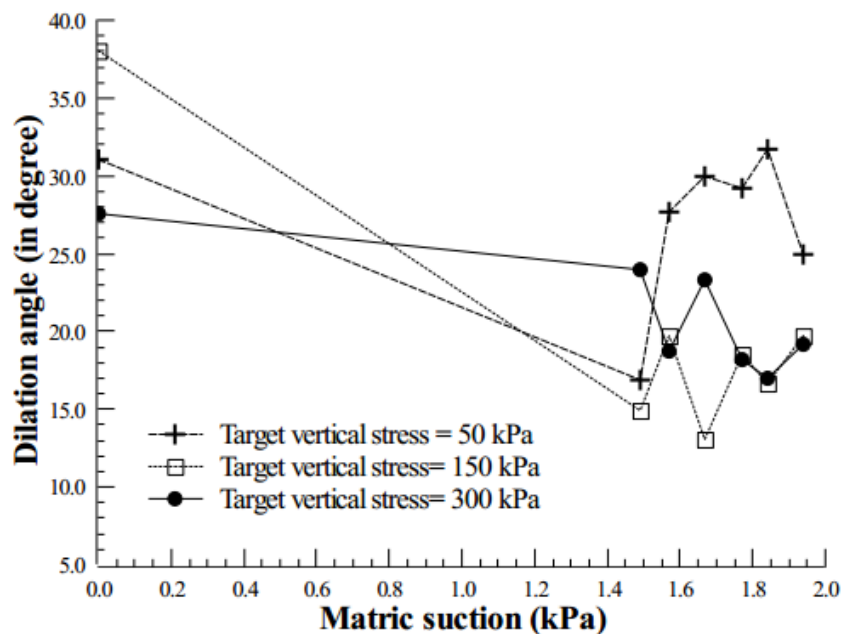


Comparaison de la résistance au cisaillement mesurée et prévue en utilisant la contrainte effective généralisée de Bishop en considérant l'angle de frottement dépendant de la succion pour les billes de verre de 0.355 mm-0.40 mm.

B.5 Variation de la dilatance sous l'effet de la succion matricielle

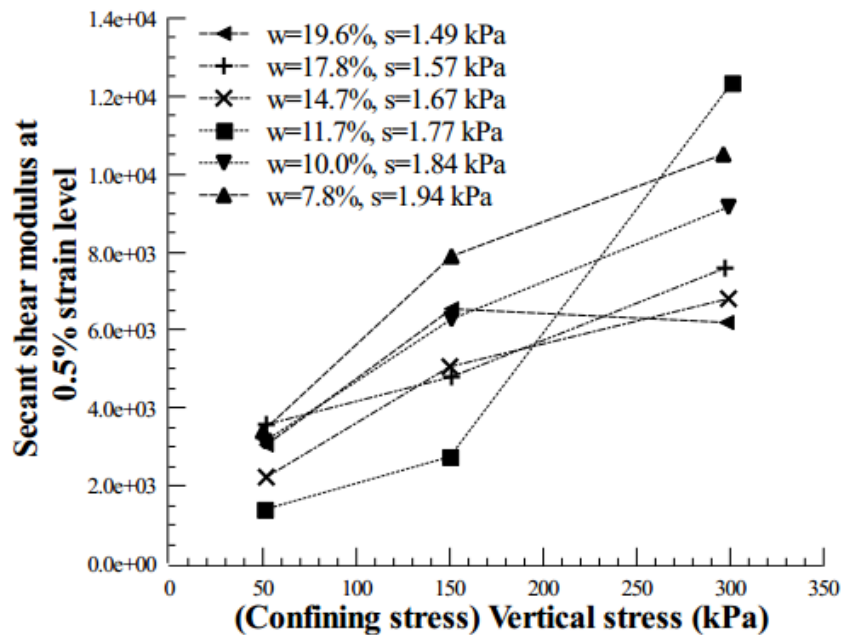


Variation de l'angle de dilatance maximale avec degré de saturation pour des billes de verre d'un diamètre de 0.355 mm-0.40 mm

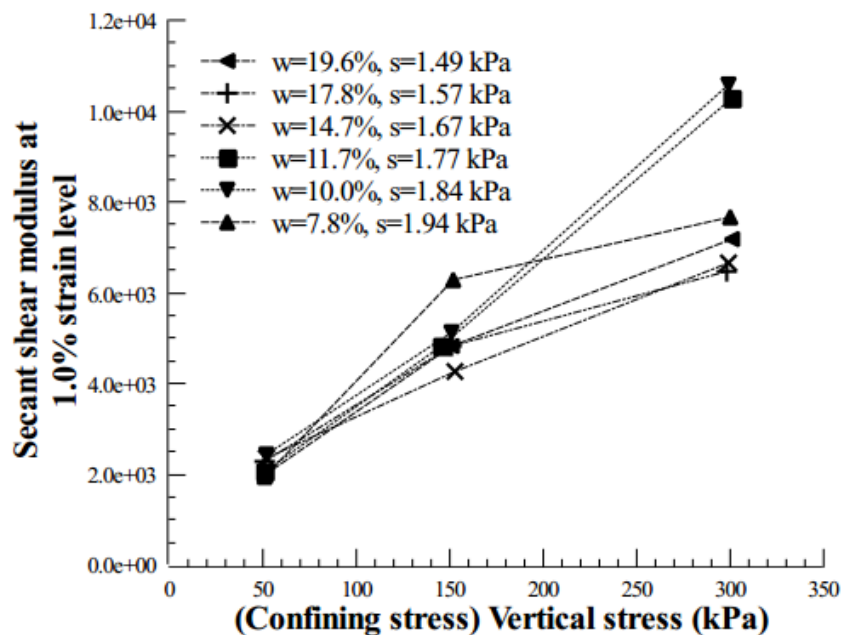


Variation de l'angle de dilatance maximale avec la succion matricielle pour des billes de verre d'un diamètre de 0.355 mm-0.40 mm

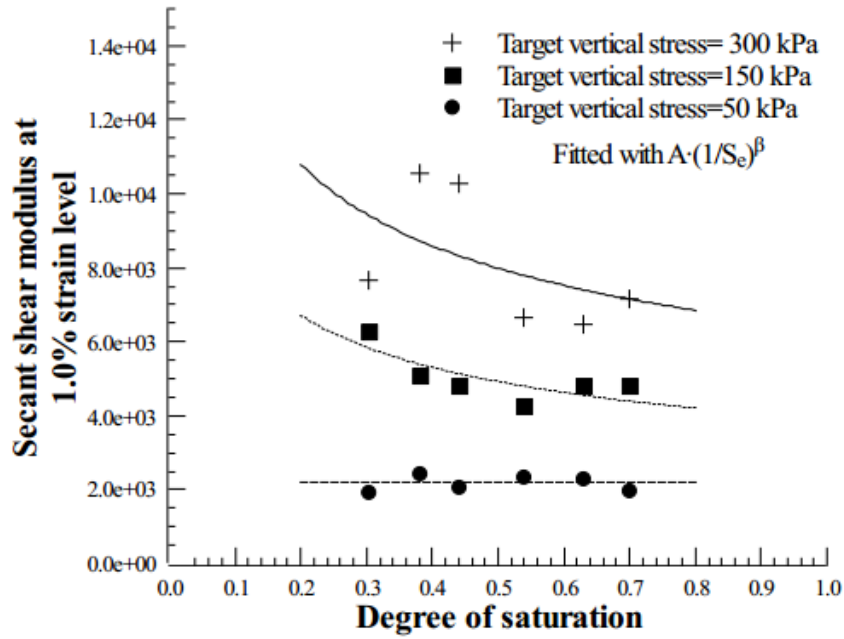
B.6. Variation de module de cisaillement sécant en fonction de la succion matricielle



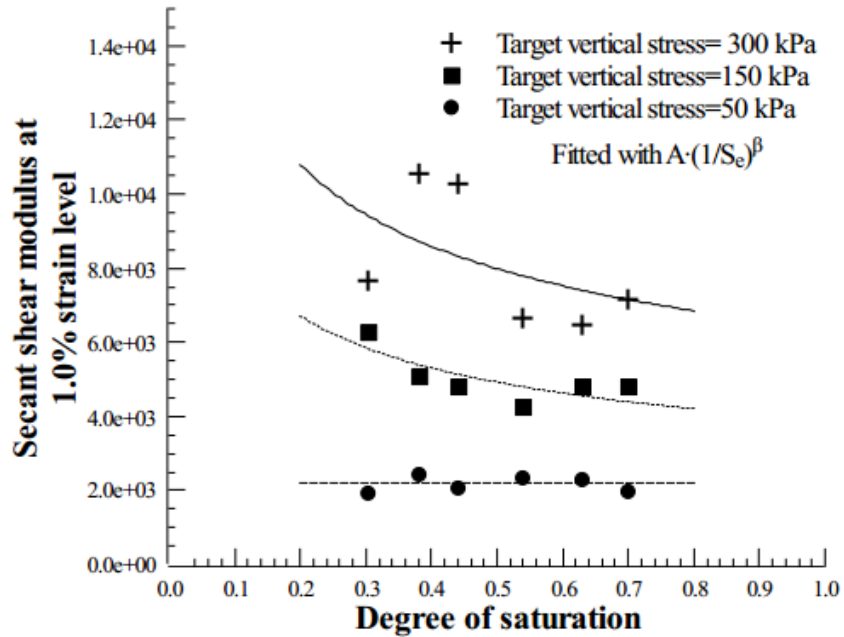
Variation des modules de cisaillement sécants non saturés à différentes contraintes verticales sous une déformation de 0.50% pour des billes de verre de 0.355mm – 0.40mm



Variation des modules de cisaillement sécants non saturés à différentes contraintes verticales sous une déformation de 1.0% pour des billes de verre de 0.355mm – 0.40mm



Variation des modules de cisaillement non saturés avec degré de saturation pour des billes de verre d'un diamètre de $0.355\text{mm} - 0.40\text{mm}$ à un niveau de déformation de 0.50%.



Variation des modules de cisaillement non saturés avec degré de saturation pour des billes de verre d'un diamètre de $0.355\text{mm} - 0.40\text{mm}$ à un niveau de déformation de 1.0%.

L'analyse de régression des modules de cisaillement sécants non saturés pour les billes de verre d'un diamètre de $0.25\text{mm} - 0.30\text{mm}$

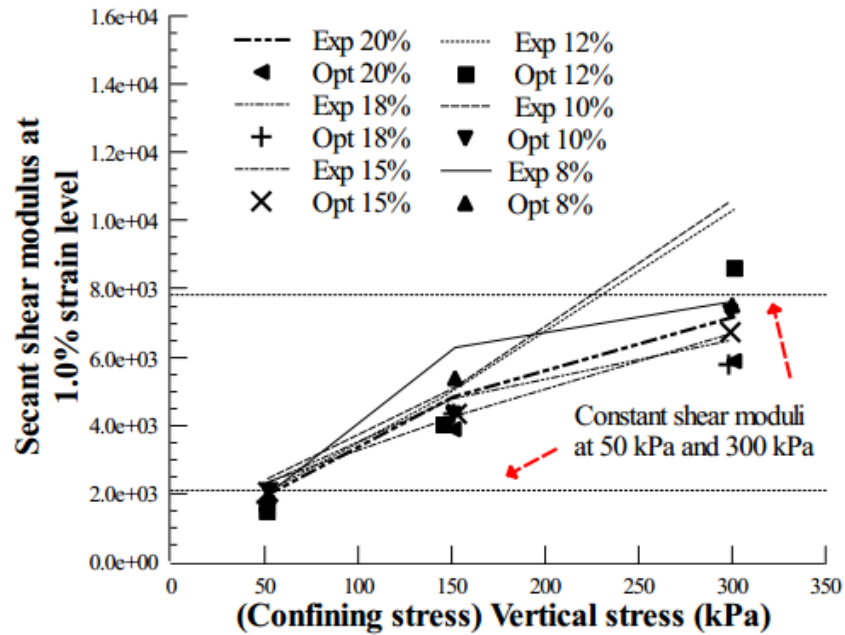
Fitting parameters using Dong et al model (2016) at strain level of 0.5%																
		Target mechanical stress (kPa)														
		50 kPa					150 kPa					300 kPa				
		A^*	β	γ	$R^{2(1)}$	$R^{2(2)}$	A	β	γ	$R^{2(1)}$	$R^{2(2)}$	A	β	γ	$R^{2(1)}$	$R^{2(2)}$
Degree of Saturation	0.302	2047	0.442	0.551	0.516	0.781	2866	0.759	0.551	0.465	0.781	4334	0.705	0.551	0.84	0.781
	0.381			0.634		0.824			0.634		0.824			0.634		0.824
	0.444			0.553		0.769			0.553		0.769			0.553		0.769
	0.537			0.378		0.534			0.378		0.534			0.378		0.534
	0.629			0.532		0.930			0.532		0.930			0.532		0.930
	0.698			0.349		0.883			0.349		0.883			0.349		0.883
Fitting parameters using Dong et al model (2016) at strain level of 1.0%																
		Target mechanical stress (kPa)														
		50 kPa					150 kPa					300 kPa				
		A^*	β	γ	$R^{2(1)}$	$R^{2(2)}$	A	β	γ	$R^{2(1)}$	$R^{2(2)}$	A	β	γ	$R^{2(1)}$	$R^{2(2)}$
Degree of Saturation	0.302	2220	0	0.65	0	0.824	3896	0.337	0.65	0.604	0.824	6362	0.328	0.65	0.239	0.824
	0.381			0.774		0.877			0.774		0.877			0.774		0.877
	0.444			0.751		0.837			0.751		0.837			0.751		0.837
	0.537			0.540		0.877			0.540		0.877			0.540		0.877
	0.629			0.548		0.892			0.548		0.892			0.548		0.892
	0.698			0.585		0.85			0.585		0.85			0.585		0.85

1) Représente le coefficient de détermination pour l'ajustement de $A * \left(1/S_e\right)^\beta$

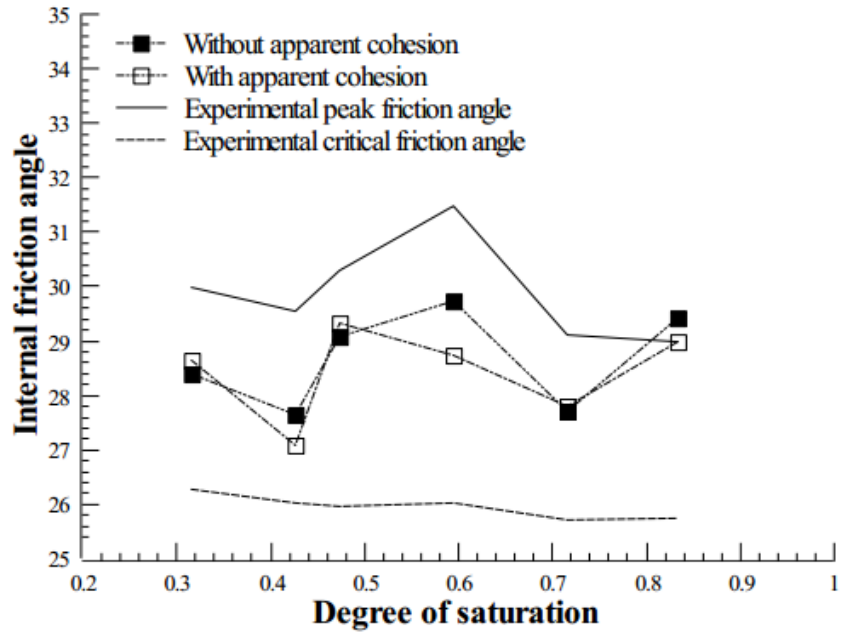
2) Représente le coefficient de détermination pour l'ajustement de $A * \left(1/S_e\right)^\beta * \left(\frac{(p-u_a)-\sigma_s}{p_{ref}} + 1\right)^\gamma$ lorsque A et β sont constants à une contrainte de référence de 50 kPa tandis que S_e varie.

B.7. Ajustement des paramètres de rigidité et cisaillement en utilisant PLAXIS

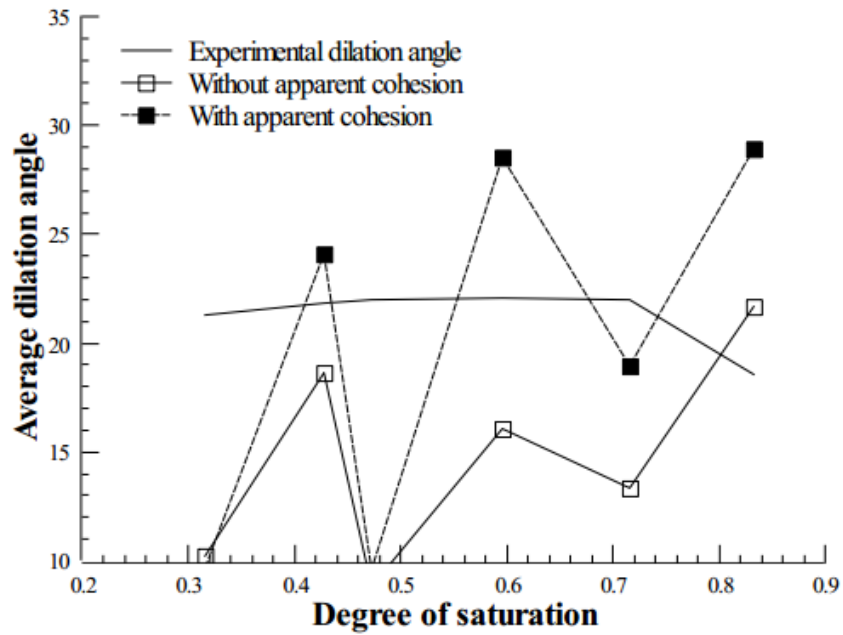
(a) Le model de Mohr-Coulomb



Comparaison entre le module de cisaillement sécant ajusté et expérimental pour des billes de verre d'un diamètre de $0.355\text{mm} - 0.40\text{mm}$ à un niveau de déformation de 1.0%.

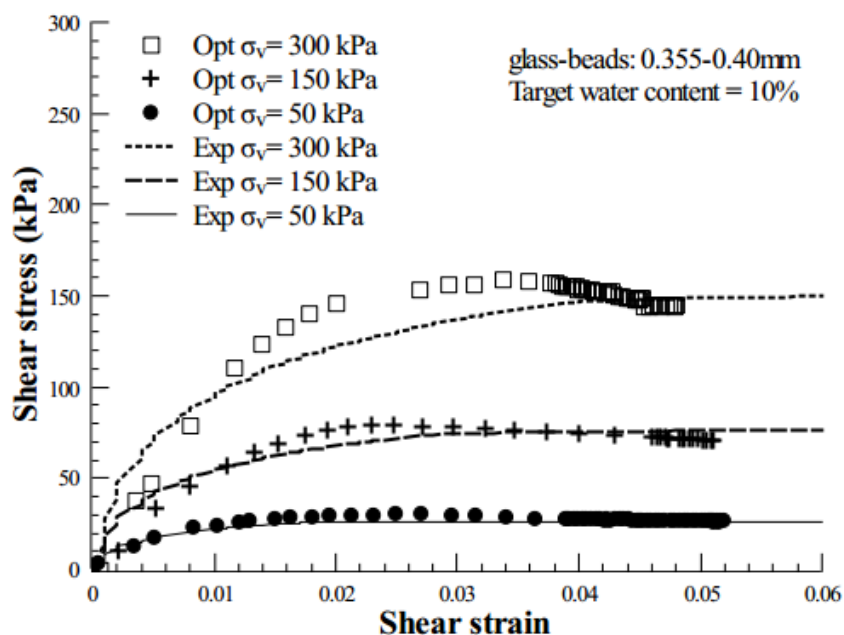


Comparaison entre l'angle de frottement ajusté et l'angle de frottement expérimental à différents degrés de saturation pour des billes de verre de $0.355mm - 0.40mm$

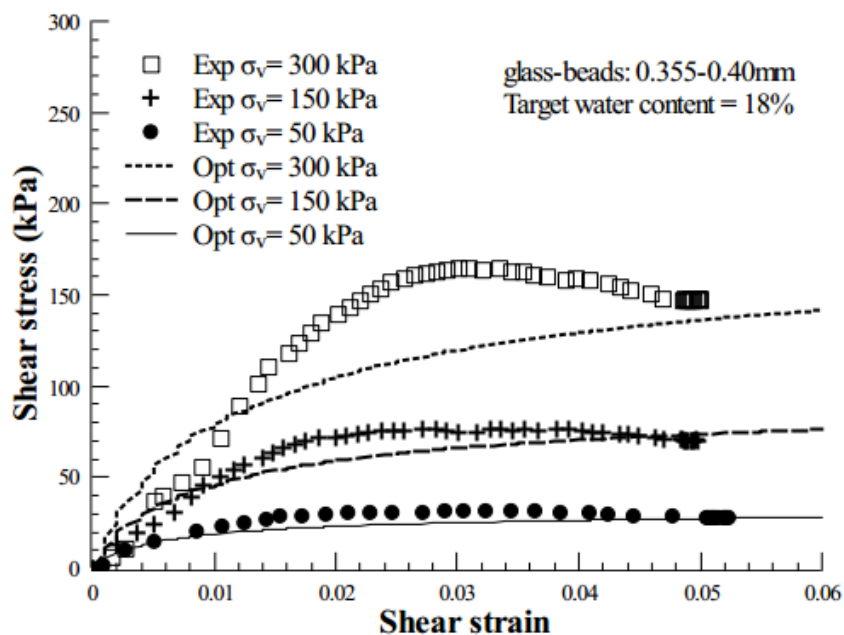


Comparaison entre l'angle de dilatance ajusté et expérimental à différents degrés de saturation pour des billes de verre de $0.355mm - 0.40mm$

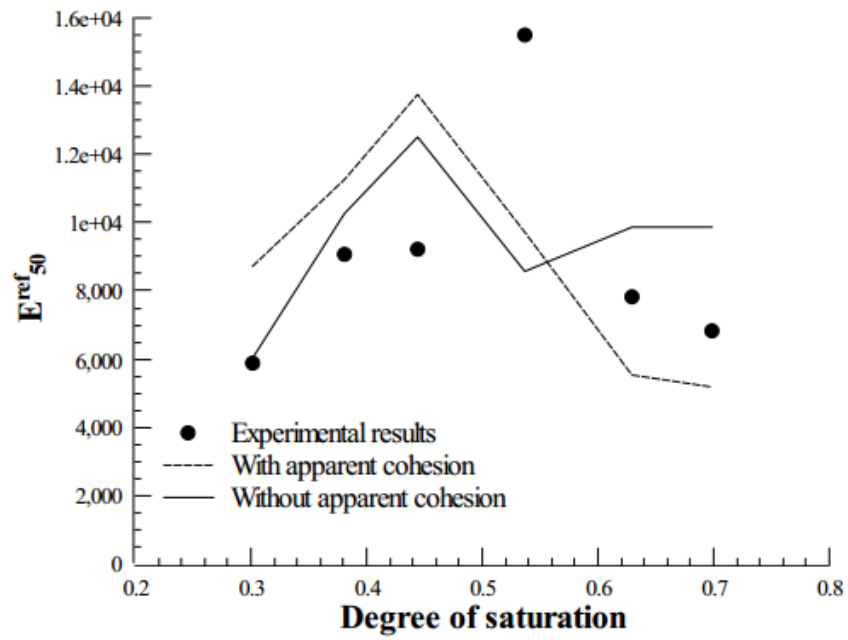
(b) le modèle de « Hardening Soil »



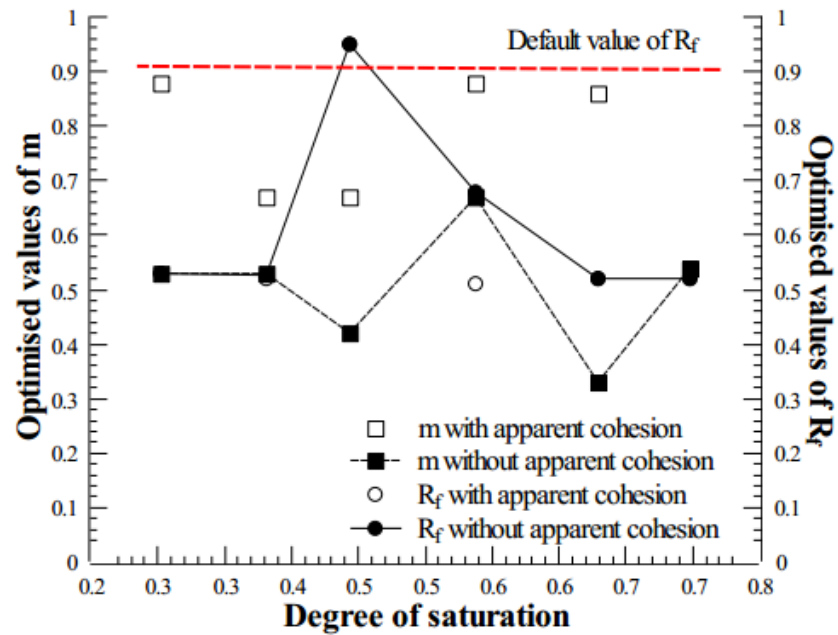
Comparaison des contraintes de cisaillement mesurées et optimisées pour des billes de verre d'un diamètre de 0.355mm – 0.40mm avec une teneur en eau cible de 10%



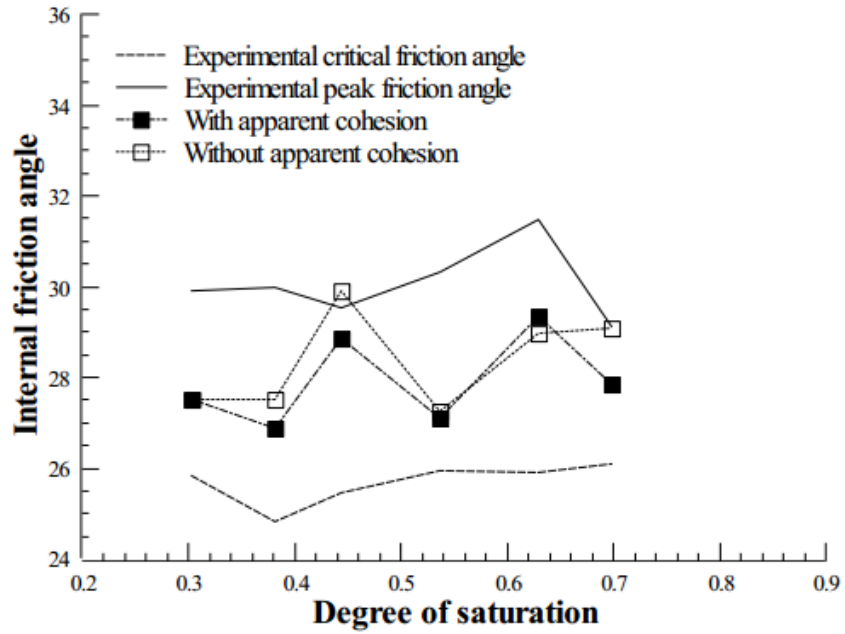
Comparaison des contraintes de cisaillement mesurées et optimisées pour des billes de verre d'un diamètre de 0.355mm – 0.40mm avec une teneur en eau cible de 18%



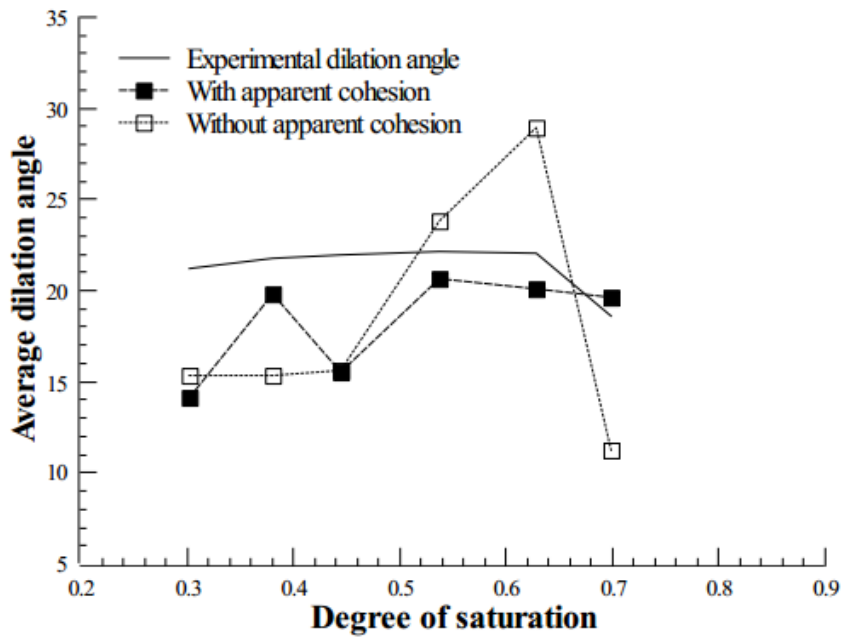
Comparaison des valeurs optimisées des modules de cisaillement sécants des billes de verre de $0.355mm - 0.40mm$



Comparaison des valeurs optimisées des paramètres d'ajustement m et R_f pour des billes de verre de $0.355mm - 0.40mm$



Comparaison de l'angle de frottement expérimentale et optimisé des billes de verre de $0.355mm - 0.40mm$



Comparaison de l'angle de dilataance expérimentale et optimisé des billes de verre de $0.355mm - 0.40mm$

